

MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN MITOITTAMINEN EUROKOODEILLA

Miko Arffman

Opinnäytetyö
Huhtikuu 2012

Rakennustekniikan koulutusohjelma
Tekniikan ja liikenteen ala



JYVÄSKYLÄN AMMATTIKORKEAKOULU
JAMK UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES



Tekijä(t) ARFFMAN, Miko	Julkaisun laji Opinnäytetyö	Päivämäärä 16.4.2012
	Sivumäärä 62	Julkaisun kieli suomi
	Luottamuksellisuus () saakka	Verkojulkaisulupa myönnetty (X)
Työn nimi MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN MITOITTAMINEN EUROKOODEILLA		
Koulutusohjelma Rakennustekniikka		
Työn ohjaaja(t) KONTTINEN, Jukka, lehtori		
Toimeksiantaja(t) HB-Betoniteollisuus Oy JOUTULAINEN, Lasse, laatupäällikkö		
<p>Tiivistelmä</p> <p>Opinnäytetyön lähtökohtana oli HB-Betoniteollisuuden muottiharkkoja koskevan suunnittelu- ja työohjeen päivittäminen eurokoodien mukaiseksi. Vanhojen rakentamismääräysten ja eurokoodien rinnakkaiskäyttökauden loputtua kantavien rakenteiden mitoittaminen on mahdollista vain eurokoodistandardien mukaan, ja tämän vuoksi oli välttämätöntä uusia myös muottiharkkojen suunnittelu- ja työohje. Opinnäytetyön tavoitteena olikin tehdä selvitys muottiharkkorakenteiden mitoitusnormeista sekä laatia HB-Betoniteollisuuden käyttöön uusien määräysten mukaisia Excel-mitoitusohjelmia. Yritys tulee käyttämään mitoitusohjelmia valmistaessaan uutta suunnitteluohjetta.</p> <p>Työ perustui käytettävissä olleeseen Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B9 luonnokseen, joka käsittelee muottiharkkorakenteita. Luonnos on yhteensopiva eurokoodien kanssa. Luonnoksen perusteella selvitettiin seikkaperäisesti palkin, raudoittamattoman väliseinän ja maanpaineisinän mitoittamista, ja opinnäytetyön tekstiosa sisältää mitoitus esimerkin kustakin rakenteesta. Lisäksi edellä mainitut rakenteet mitoitettiin vertailun vuoksi vanhojen rakentamismääräysten mukaan.</p> <p>Opinnäytetyön lopussa on Excel-laskennan perusteella laadittuja mitoitus taulukoita, joita muottiharkkorakenteiden suunnittelija voi käyttää suunnitelmiansa apuna. Lisäksi taulukoiden avulla voi verrata vanhojen ja uusien määräysten mukaisista laskelmista saatuja lopputuloksia.</p> <p>Vanhojen normien ja eurokoodien mukaisia laskelmia vertailtaessa keskeisin havainto oli, että ennen kaikkea eurokoodit monimutkaistavat mitoituksia merkittävästi. Toisaalta eurokoodien mukaiset laskelmat ovat tarkempia, mutta muottiharkkorakenteissa siitä ei välttämättä ole vastaavaa hyötyä. Koska rakenteet on kuitenkin jatkossa suunniteltava eurokoodien mukaan, opinnäytetyön tuloksena olevat selvitykset ja mitoitusohjelmat tulevat olemaan avuksi eurokoodien mukaisen suunnitteluohjeen valmistamisessa.</p>		
Avainsanat (asiasanat) Muottiharkot, mitoitus, eurokoodit, palkit, maanpaineisinät		
Muut tiedot		



Author(s) ARFFMAN, Miko	Type of publication Bachelor's Thesis	Date 16.4.2012
	Pages 62	Language Finnish
	Confidential () Until	Permission for web publication (X)
Title DESIGN OF STRUCTURES OF SHUTTERING BLOCKS ACCORDING TO THE EUROCODES		
Degree Programme Civil Engineering		
Tutor(s) KONTTINEN, Jukka, Senior Lecturer		
Assigned by HB-Betoniteollisuus Oy JOUTULAINEN, Lasse, Quality Manager		
<p>Abstract</p> <p>The need for the thesis arose due to the updating of the design and work manual of shuttering blocks produced by HB-Betoniteollisuus so as to conform with the Eurocodes. After a period of co-existence, the Eurocodes will completely replace the old national codes and henceforth the structural design of construction works will be possible only according to the Eurocodes. Therefore, it became necessary to revise the existing design and work manual of shuttering blocks. To that end, the purpose of the thesis was to investigate the new regulations on structures of shuttering blocks and to develop designing programs for the use of HB-Betoniteollisuus. The company will use the programs when producing the revised manual.</p> <p>The thesis was founded on the available draft of part B9 of the National Building Code of Finland, which deals with structures of shuttering blocks. The draft is compatible with the Eurocodes. On the basis of the draft, a thorough examination was made concerning the design of beams, unreinforced walls and retaining walls. For the sake of comparison, these structures were also designed following the old codes.</p> <p>The end of the thesis contains a number of tables that can be used as an aid when designing structures of shuttering blocks. The tables also make it possible to compare the results of the calculations made according to the old regulations and those made according to the new regulations.</p> <p>When comparing the old codes with the Eurocodes, the most important finding was that the Eurocodes make the calculations significantly more complicated. At the same time, however, the calculations made according to the Eurocodes yield more accurate results; however, when structures of shuttering blocks are concerned, this advantage is questionable. Nevertheless, in the future, structures are to be designed according to the Eurocodes. Therefore, the investigation and the designing programs resulting from the thesis will be of help when producing the new manual.</p>		
Keywords Shuttering blocks, design, Eurocodes, beams, retaining walls		
Miscellaneous		

SISÄLTÖ

1 TYÖN LÄHTÖKOHDAT	4
1.1 Työn tausta ja tavoitteet	4
1.2 Muottiharkot	5
1.3 Muottiharkkojen valmistaja	6
2 MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN MITOITTAMINEN	8
2.1 Mitoittamisen lähtökohdat	8
2.2 Käytettävät mitat	8
2.3 Kuormat	10
2.4 Aineominaisuudet	11
2.5 Rajatilamitoitus	11
2.6 Muita ohjeita	13
3 MITOITUSESIMERKKEJÄ	14
3.1 Palkin mitoitus	14
3.1.1 Palkin mitat ja muut tiedot	14
3.1.2 Kuormat ja rasitukset	16
3.1.3 Taivutuskestävyys	17
3.1.4 Leikkauskestävyys	18
3.1.5 Käyttörajatilamitoitus	22
3.1.6 Raudoituksen ankkurointikestävyys	24
3.2 Kantavan väliseinän mitoitus	26
3.2.1 Seinän mitat ja muut tiedot	26
3.2.2 Puristuskestävyys	26
3.3 Maanpaineseinän mitoitus	30
3.3.1 Seinän mitat ja muut tiedot	30
3.3.2 Maanpaineen laskenta	31
3.3.3 Kuormat ja rasitukset	34
3.3.4 Mitoitus puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutukselle	36
3.3.5 Mitoitus voimaparina	40
3.3.6 Leikkauskestävyys	41
3.3.7 Käyttörajatilamitoitus	41

4 VERTAILULASKELMA VANHOJEN MÄÄRÄYSTEN MUKAAN	42
4.1 Palkin mitoitus.....	42
4.1.1 Palkin mitat ja muut tiedot	42
4.1.2 Kuormat ja rasitukset.....	43
4.1.3 Taivutuskestävyys	43
4.1.4 Leikkauskestävyys	44
4.1.5 Raudoituksen ankkurointikestävyys	45
4.2 Kantavan väliseinän mitoitus	46
4.2.1 Seinän mitat ja muut tiedot.....	46
4.2.2 Puristuskestävyys.....	46
4.3 Maanpaineseinän mitoitus	47
4.3.1 Seinän mitat ja muut tiedot.....	47
4.3.2 Maanpaineen laskenta	47
4.3.3 Vaakaraudoitettu seinä.....	47
4.3.4 Puristuskestävyys.....	48
4.3.5 Leikkauskestävyys	48
4.3.6 Käyttöraja-tilamitoitus	48
 5 TULOSTEN TARKASTELU	 49
5.1 Tulokset	49
5.2 Tulosten vertailu	55
 6 POHDINTA.....	 57
 LÄHTEET	 59
 LIITTEET	 61
Liite 1. Harkkojen HB-Valu 150 ja 200 tuotekortit	61

KUVIOT

KUVIO 1. HB-Valu 150:n mitat	6
KUVIO 2. HB-Valu 200:n mitat	6
KUVIO 3. Tehollisen korkeuden ja leveyden määrittäminen	9
KUVIO 4. Palkin staattinen malli.....	14
KUVIO 5. Kertoimen β määrittäminen	28
KUVIO 6. Maanpaineseinän periaatekuva	31
KUVIO 7. Maanpaineekuviot	33
KUVIO 8. Taulukoiden 1–7 merkinnät	50
KUVIO 9. Taulukoiden 1–7 merkinnät	50

TAULUKOT

TAULUKKO 1. Palkki, HB-Valu 150, 1 harkko.....	51
TAULUKKO 2. Palkki, HB-Valu 150, 2 harkkoa.....	51
TAULUKKO 3. Palkki, HB-Valu 150, 3 harkkoa.....	52
TAULUKKO 4. Palkki, HB-Valu 200, 1 harkko.....	52
TAULUKKO 5. Palkki, HB-Valu 200, 2 harkkoa.....	53
TAULUKKO 6. Palkki, HB-Valu 200, 3 harkkoa.....	53
TAULUKKO 7. Vanhan B9:n mukainen palkki, HB-Valu 150, 2 harkkoa	54
TAULUKKO 8. Lepopaineella laskettu maanpaineseinä, HB-Valu 200	55
TAULUKKO 9. Aktiivipaineella laskettu maanpaineseinä, HB-Valu 200.....	55
TAULUKKO 10. Vanhan B9:n mukainen maanpaineseinä, HB-Valu 200	55

1 TYÖN LÄHTÖKOHDAT

1.1 Työn tausta ja tavoitteet

Opinnäytetyön lähtökohtana oli käynnissä oleva kantavien rakenteiden rakentamismääräysten uudistaminen. Vuodesta 2007 lähtien kantavien rakenteiden suunnitteluun on Suomessa voitu käyttää joko Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osassa esitettyjä määräyksiä ja ohjeita tai vaihtoehtoisesti 1.11.2007 voimaan tulleita eurokoodeja kansallisine liitteineen (Eurokoodit ja rakentamismääräysten ohjeet rinnakkaiskäytössä n.d., 1). Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia yhteisiä eurooppalaisia standardeja, joita sovelletaan kussakin maassa kansallisten liitteiden mukaan. Suomessa talonrakentamiseen liittyvät kansalliset liitteet laatii ympäristöministeriö. (Eurokoodi help desk n.d.) Rinnakkaiskäytökauden aikana suunnittelija on siis voinut valita jommankumman suunnittelujärjestelmän, mutta ei käyttäjä molempia sekaisin (Eurokoodit ja rakentamismääräysten ohjeet rinnakkaiskäytössä n.d., 1).

Samalla on ollut käynnissä rakentamismääräyskokoelman B-sarjan uudistaminen, jotta se olisi yhteensopiva eurokoodien kanssa. Uudistustyön päätyttyä vanhat B-osat poistuvat käytöstä mahdollisen siirtymäajan jälkeen, mistä lähtien kantavat rakenteet suunnitellaan Suomessa eurokoodien mukaan. (Kantavia rakenteita koskevien rakentamismääräysten uudistaminen jatkuu 2010.) Alun perin tavoitteena oli, että rakentamismääräyskokoelman ja eurokoodien rinnakkaiskäyttö päättyisi jo 1.6.2010, mutta tämänhetkisen tiedon mukaan rinnakkaiskäyttö jatkuu 1.7.2013 asti, johon mennessä B-osan pitäisi olla valmis ja jolloin rakennustuotteiden pakollinen CE-merkintä astuu voimaan EU-alueella (Mölsä 2012, 14–15).

Myös muottiharkkorakenteiden mitoittamista koskevat määräykset ovat muuttumassa. Tähän asti muottiharkkorakenteiden suunnittelu on tapahtunut vuonna 1993 valmistuneen rakentamismääräyskokoelman osan B9 perusteella, jonka toisessa osassa käsitellään valettuja betoniharkkorakenteita. Uusi

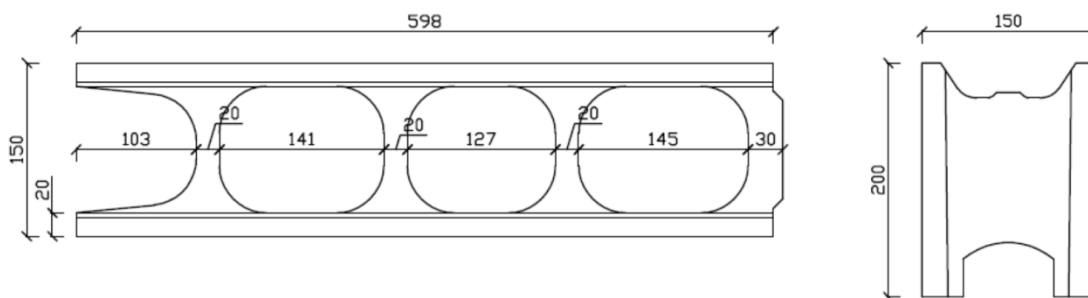
eurokoodeihin perustuva B9 on edelleen työn alla, ja tässä opinnäytetyössä esitetyt mitoitus perustuvat 2.3.2011 valmistuneeseen luonnokseen ”RakMK B9 Muottiharkkorakenteet”. Luonnoksen pitäisi kuitenkin olla jo varsin lähellä lopullista versiota, ja muutoksia on odotettavissa lähinnä raudoittamattoman seinän puristuskestävyyden mitoitukseen. Sen sijaan raudoitettujen rakenteiden mitoitukseen ei enää ole odotettavissa merkittäviä muutoksia. (Tikanoja 2011.)

Koska muottiharkkoja koskevat vanhat suunnittelumääräykset ovat pian vanhentumassa, opinnäytetyön tavoitteena oli laatia uusien määräysten mukaisia mitoitus työkaluja HB-Betoniteollisuus Oy:lle, joka oli opinnäytetyön toimeksiantaja. Yritys tulee käyttämään työkaluja valmistaessaan uutta suunnittelu- ja työohjetta muottiharkkorakenteiden suunnittelijoille. Samalla vanha suunnittelu- ja työohje jää pois käytöstä. Mitoitusohjelmat jäävät ainoastaan HB-Betoniteollisuuden käyttöön. Tämän opinnäytetyön tekstiosassa käsitellään kuitenkin sitä, miten muottiharkkorakenteita mitoitetaan uusien määräysten mukaan, sekä esitetään joitakin laskuesimerkkejä.

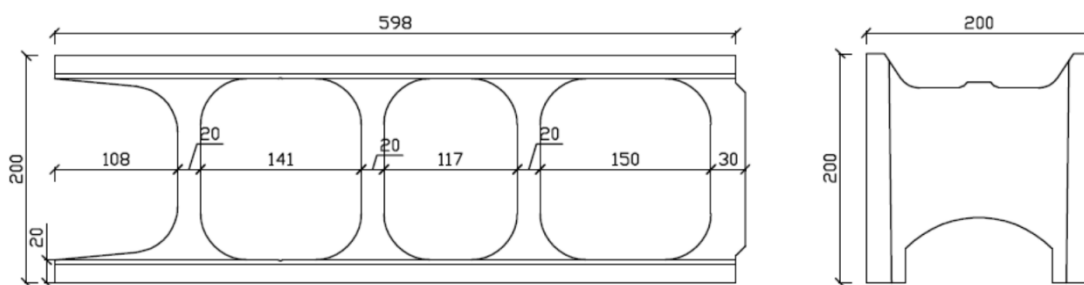
1.2 Muottiharkot

Rakentamismääräyskokoelman osassa B9 esitetyt ohjeet koskevat rakenteita, joihin käytetään standardin SFS-EN 15435 (Betonivalmisosat. Muottiharkot normaalipainoisesta ja kevytkiviainesbetonista. Tuoteominaisuudet) mukaisia muottiharkkoja ja paikallavalettavaa normaalipainoista betonia (RakMK B9 2011, 1). Standardin SFS-EN 15435 mukaan muottiharkolla tarkoitetaan onttoa harkkoa, joka toimii kuivaladottuna tai laastilla kiinnitettynä betoni- tai laastitäytteen pysyvänä muottina. Koska muottiharkkojen rakenteellinen toimivuus perustuu betonitäytteeseen, niitä ei tule käyttää täyttämättöminä. (SFS-EN 15435 2008, 4, 6.) Kuitenkin muottiharkko voidaan ottaa tietyin ehdoin huomioon rakenteen mitoituksessa, jos niiden ”valmistus on tarkastettua ja valmistajalla on ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen varmistama sisäinen laadunhallintajärjestelmä”. Betonirakenteiden toteuttamiseen on annettu ohjeet standardissa SFS-EN 13670 (Betonirakenteiden toteutus). (RakMK B9 2011, 1, 7.)

HB-Betoniteollisuus valmistaa myös eristemuottiharkkoja, joissa on tehdasasennettu lisäeristys, mutta niitä ei tarkastella tässä opinnäytetyössä. Sen sijaan tässä työssä käsitellään kahden tavallisen muottiharkon mitoitusta. Harkot ovat HB-Valu 150 ja HB-Valu 200. Harkkojen mitat on esitetty kuvioissa 1 ja 2. Tarkemmat tiedot harkoista löytyvät niiden tuotekorteista liitteestä 1.



KUVIO 1. HB-Valu 150:n mitat (HB-Valu 150 n.d.)



KUVIO 2. HB-Valu 200:n mitat (HB-Valu 200 n.d.)

1.3 Muottiharkkojen valmistaja

Kuten edellä todettiin, tässä työssä tehdyt mitoitukset koskevat ainoastaan kahta HB-Betoniteollisuuden valmistamaa muottiharkkoa, vaikkakin laskelmia voidaan soveltaa muihinkin tuotteisiin. HB-Betoniteollisuus on aloittanut toimintansa vuonna 1963, ja vuonna 2011 sen liikevaihto oli 29,2 miljoonaa euroa. Yrityksellä on myös tytäryhtiö HB-Kivitalot, jonka liikevaihto vuonna 2011 oli 2,3 miljoonaa euroa. HB-Kivitalot toimittaa erilaisia kivitalopaketteja. (HB-Betoniteollisuus tänään n.d.; Joutulainen 2012.)

Harkkojen valmistajana HB-Betoniteollisuus on Suomen toiseksi suurin, betonituotteiden valmistajana suurin. Vuonna 2011 HB-Betoniteollisuus valmisti 690 000 muottiharkkoa, ja niiden myynti kasvoi 30 prosenttia edellisvuoteen verrattuna. Vuonna 2012 on tavoitteena kasvattaa muottiharkkojen myyntiä 15 prosentilla. (Joutulainen 2012.)

HB-Betoniteollisuuden toimintaa ohjaavat ISO 9001:2008 (laatujärjestelmä) ja ISO 14001:2004 (ympäristöjärjestelmä) -sertifikaatit. Myös muottiharkkojen valmistus, varastointi ja kuljetus on sertifioitu. Kaikki harkot valmistetaan Inspecta Sertifiointi Oy:n valvonnassa. (Toimintajärjestelmä n.d.) Kun siis käytetään muottiharkkoja HB-Valu 150 ja HB-Valu 200, harkot voidaan näin ollen ottaa huomioon rakenteiden mitoituksessa rakentamismääräyskokoelman osassa B9 esitetyllä tavalla.

2 MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN MITOITTAMINEN

2.1 Mitoittamisen lähtökohdat

Seuraavassa on tarkasteltu yleisluontoisesti muottiharkkorakenteiden mitoittamisen periaatteita. Tässä luvussa esitetyt asiat perustuvat rakentamismääräyskokoelman osan B9 luonnokseen. Jatkossa kyseisestä luonnoksesta käytetään yksinkertaisuuden vuoksi nimitystä B9. Vuonna 1993 valmistuneesta B9:stä käytetään nimitystä vanha B9. Laskentaohjeita on havainnollistettu laskuesimerkeillä, jotka löytyvät luvusta 3.

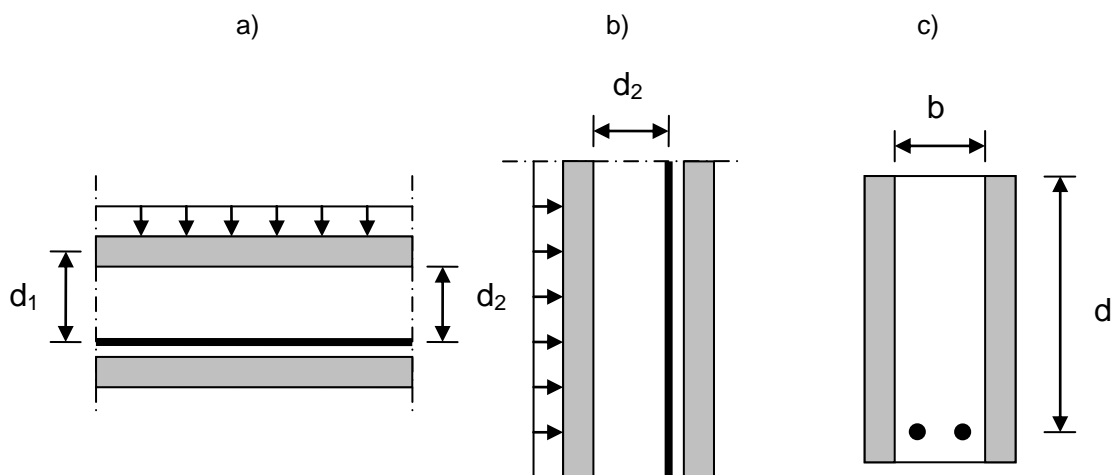
Muottiharkkorakenteita suunniteltaessa noudatetaan suurelta osin standardia SFS-EN 1992-1-1 (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt). Rakentamismääräyskokoelman B9:ssä on kuitenkin esitetty joitakin poikkeuksia, lisäohjeita ja yksinkertaistettuja suunnittelusääntöjä, jotka eroavat standardista. Kun jostakin aiheesta ei ole sanottu B9:ssä mitään, silloin noudatetaan eurokoodia. Poikkeuksena tästä ovat eurokoodin rakenteelliset ohjeet, joita ei sovelleta muottiharkkorakenteisiin. Kun käytetään B9:ssä mainittuja SFS-EN-standardeja, niitä on käytettävä niiden kansallisten liitteiden mukaan. (RakMK B9 2011, 2, 6, 10.)

Tässä työssä on käytetty standardin SFS-EN 1992-1-1 asemasta Betoniyhdistyksen julkaisua by 60 joka on Eurokoodi 2:n suunnitteluohje ja sisältää kansallisen liitteen tiedot (by 60 2009, 3). Muiden eurokoodistandardien sijaan on käytetty niitä vastaavia RIL:n suunnitteluohjeita, joihin on samoin sisällytetty kansalliset liitteet (RIL 201-1-2011, 3; RIL 207-2009, 3).

2.2 Käytettävät mitat

Ensimmäinen huomioitava asia on laskelmissa käytettävä tehollinen betoni-poikkileikkaus. Tehollisena poikkileikkauksena voidaan aina käyttää harkon

kuorien välissä olevaa keskialuetta. Jos harkkojen valmistuksen laadunvalvonta on sertifioitu, myös kuoret voidaan joissakin tapauksissa ottaa osittain mukaan. Puristuskestävyyden mitoituksessa käytetään kaavaa $(d/d_h)^2$, jossa d_h lasketaan muottiharkon reunaan asti. (RakMK B9 2011, 2–3.) Taivutusmitoituksessa käytettäviä mittoja on havainnollistettu kuviossa 3.



KUVIO 3. Tehollisen korkeuden ja leveyden määrittäminen (RakMK B9 2011, 5)

Kuvassa a) on vaakaraudoitettu juoksulimitetty seinä, jonka tehollisena korkeutena voidaan käyttää mittaa d_1 . Jos seinä on vaakaraudoitettu mutta rajoittamaton, käytetään mittaa d_2 . Kuvassa b) on pystyraudoitettu seinä, jossa käytetään myös teholliselle korkeudelle mittaa d_2 . Kuvan c) perusteella määritetään palkin leveys b ja tehollinen korkeus d . Lisäksi palkin tehollisen korkeuden on täytettävä ehto $d \leq L/3$. (RakMK B9 2011, 5.)

Jos muottiharkkojen kuivatiheys on alle 2200 kg/m^3 , tehollista poikkileikkausta joudutaan laskelmissa joissakin tapauksissa pienentämään, mutta harkkojen HB-Valu 150 ja 200 nettokuivatiheys on 2300 kg/m^3 , joten niillä vähennyksiä ei tarvitse tehdä (RakMK B9 2011, 2; Tuotekortti, HB-Valu 150 n.d.; Tuotekortti, HB-Valu 200 n.d.).

Rakenteiden jännemittoina käytetään tukien keskiöetäisyyttä. Kuitenkaan jännemittana ei tarvitse käyttää suurempaa arvoa kuin 1,15 kertaa tukien vapaa

väli. Seinen ja pilarien korkeutena käytetään niiden vapaata korkeutta.
(RakMK B9 2011, 2.)

2.3 Kuormat

Laskelmissa käytettävien kuormien ominaisarvot määritetään siten, että ne täyttävät standardin SFS-EN 1991 (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat) eri osissa esitetyt vähimmäisarvot. Kuormien mitoitusarvojen määrittäminen ja kuormien yhdistely tehdään standardin SFS-EN 1990 (Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet) mukaan. (RakMK B9 2011, 2.)

Maanpaine kuormien määrittämisessä noudatetaan standardia SFS-EN 1997-1 (Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt). Kun lasetaan maanpainetta vaakaraudoitetuille seinille, joiden vierustäyttö on tehty kitkamaalajeilla, voidaan kolmiokuorman sijaan käyttää yksinkertaistettua maanpaine kuviota, jossa kuorma on jakautunut tasaisesti. Tasaisen kuorman arvo on puolet kolmiokuorman huippuarvosta. (RakMK B9 2011, 2.)

B9:n (2011, 2) kohdan 3.2.1 mukaan maanpaineen laskennassa voidaan käyttää aktiivipainetta. Geoteknistä suunnittelua käsittelevän eurokoodistandardin SFS-EN 1997-1 (2004, 94) kohdassa 9.5.2 sanotaan kuitenkin seuraavasti:

(1) P Jos seinä ei liiku suhteessa maapohjaan, maanpaine tulee laskea lepojännitystilasta. Lepotilan määrittämisessä tulee ottaa huomioon maan jännityshistoria.

(2) Normaalikonsolidoituneessa maassa lepotilan olosuhteet oletetaan tavallisesti tukiseinän takana olevassa maapohjassa, kun rakenteen siirtymä on vähemmän kuin $5 \times 10^{-4} x h$.

Lisäksi kohdassa 9.5.3. sanotaan:

(3) Kun tuki, ankkuri tai vastaava osa estää tukirakenteen siirtymää, otetaan huomioon että aktiivi- ja passiivimaanpaineen raja-arvot ja niiden jakaumat eivät välttämättä ole kaikkein epäedullisimpia.

Standardista otettujen lainausten perusteella näyttää olevan varmintä käyttää tässä vaiheessa liikkumattoman maanpaineseinän mitoitukseen lepopainetta, varsinkin kun rakentamismääräyskokoelman osaa B9 ei ole vielä vahvistettu. Lepopaineen käyttäminen johtaa varmempiin tuloksiin kuin aktiivipainetta käyttäessä. Eroa on havainnollistettu opinnäytetyön taulukoissa 8 ja 9.

2.4 Aineominaisuudet

Betonin ja raudoituksen lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet määritetään standardin SFS-EN 1992-1-1:n mukaan. Betonin puristuslujuuden ominaisarvo f_{ck} , vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctk,0,05}$ ja kimmokerroin E_{cm} löytyvät standardista, samoin kuin raudoituksen lujuuden ominaisarvo f_{yk} . Myös betonirakenteen kutistuma määritetään standardin mukaan. Likimääräisessä laskennassa kutistumalle voidaan kuitenkin käyttää arvoa $\epsilon_{cs} = 0,04 \text{ ‰}$. Lisäksi pitkäaikaiselle kimmokertoimelle $E_{cm\infty}$ voidaan käyttää arvoa $E_{cm\infty} = 0,5 E_{cm}$. (RakMK B9 2011, 3.)

Ainelujuuksien mitoitusarvot lasketaan osavarmuuslukujen avulla. Murtorajatilassa käytetään betonin osavarmuusluvulle standardista SFS-EN 1992-1-1 poikkeavaa arvoa $\gamma_c = 1,8$. Käyttö- ja onnettomuusrajatilassa käytetään arvoa $\gamma_c = 1,0$. Raudoituksen osavarmuusluvut ovat standardin mukaiset. (RakMK B9 2011, 3.)

2.5 Rajatilamitoitus

Muottiharkkorakenteet on suunniteltava murto- ja käyttörajatilassa. Maanpaineseinän käyttörajatilamitoitusta ei kuitenkaan tarvitse yleensä tehdä, jos seinän jännemitan L ja tehollisen paksuuden t_{ef} suhde täyttää ehdon $L/t_{ef} \leq 25$. Tehollisena paksuutena käytetään tässä tapauksessa harkon kuorien välissä olevaa keskialuetta. (RakMK B9 2011, 3, 2.)

Rakentamismääräyskokoelman B9:ssä on esitetty tarkempia ohjeita rakenteiden puristuskestävyyden, taivutuskestävyyden ja leikkauskestävyyden mitoittamiseen sekä raudoituksen ankkurointikestävyyden laskentaan. Kyseisissä mitoituksissa noudatetaan muutamien poikkeuksin standardia SFS-EN 1992-1-1. Leikkauskestävyyden mitoitus on esitetty B9:ssä leikkausraudoittamattomalle rakenteelle. (RakMK B9 2011, 3–6.)

Raudoittamaton puristettu seinä tai pilari voidaan mitoittaa soveltamalla standardin SFS-EN 1992-1-1 kohtaa 12.6.5.2. Puristuskestävyyden mitoitusarvo lasketaan samalla kaavalla kuin standardissa, mutta pienennyskertoimen kaava on kirjoitettu B9:ssä hieman eri muotoon. Pohjimmiltaan kyse on kuitenkin samasta asiasta. Lisäksi on huomioitava, että käytettävän epäkeskisyyden vähimmäisarvo on $0,05 t_b$, missä t_b on muottiharkon koko leveys kuoret mukaan lukien. Nurjahduspituus taas saa olla enintään $25 t_{ef}$, missä $t_{ef} = t_b$, jos muottiharkon kuivatiheys on $\geq 2200 \text{ kg/m}^3$. (RakMK B9 2011, 3–4; SFS-EN 15435 2008, 8.)

Raudoitetun puristetun rakenteen mitoitus tehdään standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 5.8.8 perusteella. Kaavasta 5.34 saatua kaarevuutta voidaan kuitenkin pienentää kertomalla se suhteella $(d/d_h)^2$. Jos seinän tukena on raudoitettu ulkokuori, kaarevuus voidaan jakaa kahdella. Lisäksi mitoitus epäkeskisyyden e_d on oltava vähintään $0,05 t_b$, missä t_b on muottiharkon koko leveys kuoret mukaan lukien. (RakMK B9 2011, 4–5.)

Taivutuskestävyyden mitoitus etenee standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.1 mukaan. Siihen B9:ssä ei ole esitetty poikkeuksia. Leikkauskestävyyden mitoittamiseen käytetään standardin kohtaa 6.2.2. Kaavan 6.2b parametri v_{\min} lasketaan kuitenkin kaavalla $v_{\min} = 0,02 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$. (RakMK B9 2011, 5–6.)

Raudoituksen ankkurointikestävyys lasketaan standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 8.4 mukaan. Leikkausraudoittamattoman rakenteen raudoituksen mitoittava vetovoima voidaan laskea B9:n (2011, 6) kaavalla 3.7:

$$F_{Ed}(x) = \frac{M_{Ed}(x)}{z} + V_{Ed}(x)$$

missä $F_{Ed}(x)$ on terästen vetovoiman mitoitusarvo, $M_{Ed}(x)$ on taivutusmomentin mitoitusarvo, z on sisäinen momenttivarsi ja V_{Ed} leikkausvoiman mitoitusarvo.

2.6 Muita ohjeita

Edellä esiteltujen ohjeiden lisäksi B9:ssä on vielä joitakin muita ohjeita ja ehtoja, joita on noudatettava muottiharkkorakenteita mitoittaessa. Laattoina mitoitetuissa seinissä raudoituksen poikkipinta-alan A_s on täytettävä ehto $A_s \geq 0,001 A$, missä A on seinän poikkileikkauksen bruttopinta-ala. Pinta-alaan lasketaan mukaan myös harkon kuoret. Seinissä on myös esitetty ehto valetulle betonipoikkileikkaukselle, jonka paksuuden on oltava vähintään 80 mm. (RakMK B9 2011, 6–7.) Tämä ehto toteutuu harkoilla HB-Valu 150 ja 200.

Palkkien pääraudoituksena on käytettävä kentissä ja ulokkeiden yläpinnoissa vähintään kahta 10 mm halkaisijaltaan olevaa tankoa. Lisäksi pilareille on esitetty joitakin lisäohjeita, mutta tässä työssä ei käsitellä pilarien mitoitusta. (RakMK B9 2011, 6–7.)

Betonipeite valitaan standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan. Mittapoikkeamana käytetään yleensä arvoa 10 mm, mutta jos vaakatanko asetetaan harkon kannaksessa olevaan uraan, jossa se pysyy tarkasti, mittapoikkeamana voidaan käyttää arvoa 5 mm. Mittapoikkeama lisätään betonipeitteen vähimmäisarvoon. Betonipeitteen paksuudessa voidaan aina ottaa huomioon puolet kuoren paksuudesta, mutta jos rakenne on pintakäsitelty riittävän tiiviiksi ja saumat ovat täysiä, koko kuoren paksuuden voidaan katsoa sisältyvän betonipeitteen paksuuteen. (RakMK B9 2011, 7.)

3 MITOITUSESIMERKKEJÄ

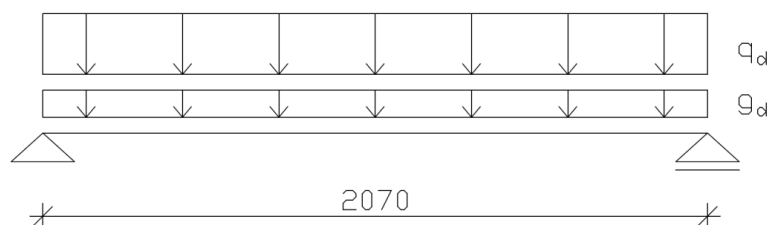
Luvuissa 3.1–3.3 olevien esimerkkien tarkoituksena on havainnollistaa, miten muottiharkkorakenteiden mitoittaminen pääpiirteissään tapahtuu uuden B9:n mukaisesti. Palkin ja maanpaineseinän mitoituksissa on käytetty seuraavia lähtötietoja:

- rasitusluokka: XC4 (ks. by 60 2009, 40, taulukko 4.1)
- suunniteltu käyttöikä: 50 vuotta
- seuraamusluokka: CC2, jolloin $K_{FI} = 1,0$ (ks. RIL 201-1-2011, 24).

3.1 Palkin mitoitus

3.1.1 Palkin mitat ja muut tiedot

Palkin staattinen malli on kuviossa 4.



KUVIO 4. Palkin staattinen malli

Palkin valu tehdään betonilla C25/30-2. Laskelmissa käytettävät aineominaisuudet saadaan by 60:n (2009, 22) taulukosta 3.1 (RakMK B9 2011, 3):

- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ N/mm}^2$.

Puristuslujuuden laskenta-arvo f_{cd} lasketaan by 60:n (2009, 16) kaavalla 3.15. Betonin osavarmuuslukuna käytetään murtorajatilassa arvoa $\gamma_c = 1,8$.

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,8} = 11,8 \text{ N/mm}^2$$

Raudoituksena käytetään harjatankoja A500HW. Raudoituksen osavarmuuslukuna käytetään by 60:n (2009, 17) taulukon 2.1N mukaan arvoa $\gamma_s = 1,15$ (RakMK B9 2011, 3). Raudoituksen aineominaisuudet ovat seuraavat:

- $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$
- $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$.

Ikkuna-aukon pituus on 1800 mm. B9:n (2011, 2) kohdan 3.1 mukaan jännevälinä käytetään tukien keskiöetäisyyttä. Koska palkkia tukeva seinä jatkuu aukon molemmin puolin, jännevälille L käytetään arvoa 1,15 kertaa tukien vapaa väli:

$$L = 1,15 \cdot 1800 \text{ mm} = 2070 \text{ mm}$$

Palkissa käytetään kahta päällekkäistä harkkoa HB-Valu 150. Palkin leveys on 150 mm ja korkeus 400 mm. Harkon kuorten paksuus on 20 mm. Tehollinen leveys b ja tehollinen korkeus d määritetään B9:n kuvan 2 c) perusteella (RakMK B9 2011, 5). Betonipeitteen vähimmäisarvoksi valitaan 25 mm, johon lisätään mittapoikkeama 10 mm (by 60 2009, 42; RakMK B9 2011, 5). Raudoituksen halkaisijaksi arvioidaan 10 mm. Näin ollen kun harkon leveydestä vähennetään kuorten paksuus, saadaan tehollinen leveys seuraavasti:

$$b = 150 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$$

Tehollista korkeutta laskettaessa palkin korkeudesta vähennetään betonipeitteen paksuus ja puolet raudoituksen halkaisijasta:

$$d = 400 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 10 \text{ mm} / 2 = 360 \text{ mm}$$

Lisäksi on varmistettava, että tehollinen korkeus $d \leq L/3$ (RakMK B9 2011, 5).

Nyt:

$$L/3 = \frac{2070 \text{ mm}}{3} = 690 \text{ mm} \Rightarrow d \leq L/3$$

Näin ollen ehto täyttyy ja $d = 360 \text{ mm}$.

3.1.2 Kuormat ja rasitukset

Kuten kuviosta 4 ilmenee, palkkia kuormittaa pysyvistä ja muuttuvista kuormista koostuva tasainen kuorma. Käytettävät ominaiskuormat ovat seuraavat:

- pysyvät kuormat: $g_k = 3 \text{ kN/m}$
- muuttuvat kuormat: $q_k = 12 \text{ kN/m}$.

Mitoituskuorma p_d lasketaan RIL 201-1:n mukaan (2011, 38) kaavalla:

$$1,15 K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

kuitenkin vähintään

$$1,35 K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

Nyt kaava yksinkertaistuu muotoon:

$$p_d = 1,15 g_k + 1,5 q_k \geq 1,35 g_k$$

Näin ollen:

$$p_d = 1,15 \cdot 3 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 12 \text{ kN/m} = 21,45 \text{ kN/m}$$

tai:

$$p_d = 1,35 \cdot 3 \text{ kN/m} = 4,05 \text{ kN/m}$$

Mitoituskuormana käytetään edellisistä arvoista suurempaa, joten $p_d = 21,45 \text{ kN/m}$.

Laskentamomentti M_d lasketaan kaavalla:

$$M_d = \frac{p_d L^2}{8} = \frac{21,45 \text{ kN/m} \cdot (2,070 \text{ m})^2}{8} = 11,489 \text{ kNm}$$

Maksimileikkausvoima V_{\max} ja tukireaktio R_d lasketaan kaavalla:

$$V_{\max} = R_d = \frac{p_d L}{2} = \frac{21,45 \text{ kN/m} \cdot 2,070 \text{ m}}{2} = 22,201 \text{ kN}$$

Mitoittava leikkausvoima V_d voidaan laskea by 60:n (2009, 71) kohdan 6.2.1 (8) mukaan tehollisen korkeuden päässä tuen reunasta. Pienennetään maksimileikkausvoimaa seuraavasti:

$$V_d = V_{\max} - p_d \cdot (d + t/2)$$

$$V_d = 22,201 \text{ kN} - 21,45 \text{ kN/m} \cdot (0,360 \text{ m} + 0,0675 \text{ m}) = 13,03 \text{ kN}$$

3.1.3 Taivutuskestävyys

Taivutusmitoituksen perusteella tarvittava rauditus lasketaan by 60 (2009, 69) kohdan 6.1 mukaan (RakMK B9 2011, 5). Laskenta etenee seuraavasti:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11,489 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{110 \text{ mm} \cdot (360 \text{ mm})^2 \cdot 11,8 \text{ N/mm}^2} = 0,06830$$

$$\beta = \omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06830} = 0,07081$$

Vaadittava vetorausoitusta A_s saadaan kaavasta:

$$A_s = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,07081 \cdot \frac{11,8 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} \cdot 110 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm} = 76,1 \text{ mm}^2$$

Tavallisesti betonipalkin mitoituksessa varmistetaan, että by 60:n luvussa 9.2.1.1 esitetyt vähimmäisraudoitusta koskevat ohjeet täyttyvät. B9:n (2011, 6) kohdassa 3.7.1 sanotaan kuitenkin, ettei muottiharkkorakenteisiin sovelleta eurokoodin ”rakenteellisia ohjeita”. Vastaavaa kommenttia ei ole vanhassa B9:ssä. Eurokoodiasiantuntija Timo Tikanojalla vahvistetun tulkinnan mukaan ”rakenteelliset ohjeet” käsittelevät vähimmäisraudoitusta ja poikkileikkauksen vähimmäisaloja (Tikanoja 2012). Näin ollen by 60:n vähimmäisraudoitusta ei tarvitse huomioida.

B9:n (2011, 6) kohdan 3.7.2 mukaan pääraudoitusta on oltava vähintään kaksi 10 mm halkaisijaltaan olevaa tankoa. Näin ollen valitaan vetoraudoitukseksi 2T10, jonka pinta-ala on 157 mm².

3.1.4 Leikkauskestävyys

Tarkistetaan aluksi, onko palkin leikkauskestävyys riittävä ilman leikkausraudoitusta. Tarkistus tehdään by 60:n (2009, 72) kohdan 6.2.2 mukaan (RakMK B9 2011, 5). Leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,c}$ lasketaan kaavasta 6.2a:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Kaavan termit määritetään seuraavasti:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,8 = 0,1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

missä tehollinen korkeus d on millimetreinä. Nyt:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{360 \text{ (mm)}}} = 1,745 \leq 2,0 \Rightarrow OK$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

missä A_{sl} on vetorautoituksen pinta-ala. Nyt:

$$\rho_l = \frac{157 \text{ mm}^2}{110 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm}} = 0,00396 \leq 0,02 \Rightarrow OK$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/Ac \leq 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed} on kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva normaalivoima [N]. Nyt $N_{Ed} = 0$ ja näin ollen termi $k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0$. Lasketaan leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = [0,1 \cdot 1,745 \cdot (100 \cdot 0,00396 \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} + 0] \cdot 110 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c} = 14\,838 \text{ N} \approx 14,8 \text{ kN}$$

Vielä on laskettava leikkauskestävyyden vähimmäisarvo kaavasta 6.2b:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

On tärkeää huomata, että termiä v_{min} ei lasketa by 60:n mukaisesti vaan B9:n (2011, 5–6) kaavalla 3.6:

$$v_{min} = 0,02 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = 0,02 \cdot 1,745^{3/2} \cdot (25 \text{ N/mm}^2)^{1/2} = 0,231$$

Näin vähimmäisarvoksi saadaan:

$$V_{Rd,c} = (0,231 + 0) \cdot 110 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm} = 9148 \text{ N} \approx 9,1 \text{ kN}$$

Palkin leikkauskestävyys ilman leikkausraudoitusta on siis 9,1 kN. Jos palkin leikkauskestävyys riittää leikkausraudoittamattomana, ei tarvitse käyttää vähimmäisleikkausraudoitusta (RakMK B9 2011, 6). Nyt leikkauskestävyys kuitenkin ylittyy:

$$\text{Ehto: } V_d \leq V_{Rd,c}$$

$$13,03 \text{ kN} \not\leq 9,1 \text{ kN}$$

Koska leikkauskestävyys ylittyy, on laskettava vaadittava leikkausraudoitus. Raudoitus lasketaan by 60:n (2009, 74–75) kohdan 6.2.3 mukaan. Tarkistetaan ensin puristussauvan enimmäiskestävyys kaavalla 6.9:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Kaavan termit määritetään seuraavasti:

$$\alpha_{cw} = 1, \text{ kun rakenne on jännittämätön}$$

$$z = 0,9 d = 0,9 \cdot 360 \text{ mm} = 324 \text{ mm}$$

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{25 \text{ N/mm}^2}{250} \right] = 0,54$$

Tässä tapauksessa:

$$\cot \theta = 2,5 \Rightarrow \tan \theta = \frac{1}{2,5} = 0,4$$

Lasketaan enimmäiskestävyys $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 110 \text{ mm} \cdot 324 \text{ mm} \cdot 0,54 \cdot 11,8 \text{ N/mm}^2}{2,5 + 0,4} \approx 78 \text{ kN}$$

Tarkistetaan, riittääkö puristuskapasiteetti:

$$\text{Ehto: } V_d \leq V_{Rd,max}$$

$$13,03 \text{ kN} < 78 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

Kapasiteetti riittää. Lasketaan leikkausraudoitus kaavalla 6.8 (by 60 2009, 74):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Sijoitetaan kaavaan $V_{Rd,s} = V_d$:

$$\Rightarrow A_{sw} = \frac{V_d \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

Käytetään hakojen jakovälille s arvoa $s = 1000 \text{ mm}$:

$$A_{sw} = \frac{13\,030 \text{ N} \cdot 1000 \text{ mm}}{324 \text{ mm} \cdot 435 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,5} = 37,0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kuten taivutusmitoituksen yhteydessä todettiin, B9:n mukaan muottiharkkorakenteissa ei noudateta eurokoodin rakenteellisia ohjeita, joihin sisältyvät vähimmäisraudoitusta koskevat ohjeet. Toisaalta B9:n (2011, 6) kohdassa 3.6.3 sanotaan kuitenkin seuraavasti: ”Palkeissa ei tarvitse käyttää vähimmäisleikkausraudoitusta, mikäli leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen leikkauskestävyys on riittävä.” Lausunnon perusteella tuntuisi johdonmukaiselta päätellä käänteisesti, että mikäli leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys ei ole riittävä, on myös vähimmäisleikkausraudoitus tarkistettava. Tämän vuoksi tehdään tarkistus varmuuden vuoksi by 60:n (2009, 122–123) kaavoilla 9.4 ja 9.5N:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)$$

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$$

Yhdistetään kaavat:

$$A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = (0,08 \sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$$

$$\Rightarrow A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} \cdot s \cdot b_w \cdot \sin \alpha}{f_{yk}}$$

Leikkausraudoituksen ja pituusakselin välinen kulma $\alpha = 90^\circ$, jolloin $\sin \alpha = 1$.
Lasketaan minimileikkausraudoitus:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{25 \text{ N/mm}^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 110 \text{ mm} \cdot 1}{500 \text{ N/mm}^2} = 88 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Lisäksi on huomioitava leikkausraudoituksen maksimijakoväli, joka on 0,75 d (by 60 2009, 123):

$$s = 0,75 \cdot 360 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

Näin ollen leikkausraudoitukseksi valitaan UHT6 k250, jonka pinta-ala on 226 mm²/m. Käytännössä leikkausraudoitukseksi tulee kuitenkin UHT6 k150, jolloin raudoitus sopii palkkiin.

3.1.5 Käyttörajatilamitoitus

B9:n mukaan rakenteet on suunniteltava sekä murto- että käyttörajatilassa (RakMK B9 2011, 3). Tehdään käyttörajatilamitoitus by 60:n sijaan RIL 202-2011:n luvussa 7 olevalla yksinkertaistetulla menetelmällä.

Jännitysten rajoittaminen

Rakenteen ulkonäön kannalta liiallinen halkeilu tai taipuminen katsotaan vältetyksi, kun raudoituksen vetojännitys on enintään arvon $0,6 f_{yk}$ suuruinen. Rasi-
tukset lasketaan ominaiskuormilla. Vetojännitys voidaan laskea kaavalla 7.1.1S (RIL 202-2011, 49):

$$\sigma_s = M_{Ed}/(0,9 A_s d)$$

Kaavassa on käytetty sisäiselle momenttivarrelle z arvoa 0,9 d. Momenttivarsi voidaan laskea tarkemminkin kaavalla:

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) = 360 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,07081}{2} \right) = 347 \text{ mm}$$

Lasketaan momenttirasitus ominaisyhdistelmällä:

$$M_{Ed} = \frac{p_k L^2}{8} = \frac{15 \text{ kN/m} \cdot (2,070 \text{ m})^2}{8} = 8,034 \text{ kNm}$$

Lasketaan raudoituksen vetojännitys:

$$\sigma_s = 8,034 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (347 \text{ mm} \cdot 157 \text{ mm}^2) = 147 \text{ N/mm}^2$$

Tarkistetaan, täyttyykö ehto:

$$\text{Ehto: } \sigma_s \leq 0,6 f_{yk} = 0,6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$147 \text{ N/mm}^2 < 300 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow OK$$

Halkeilun rajoittaminen

RIL 202:n (2011, 50) mukaisessa yksinkertaistetussa suunnitteluohjeessa halkeaman leveys katsotaan sivuilla 51–59 olevilta käyrltä. Halkeamaleveyden on alitettava taulukossa 7.1N oleva raja-arvo. Nyt raja-arvo w_{\max} on 0,3 mm. Käytettävä käyrä määräytyy arvojen d/h ja c mukaan. Nyt $d/h = 360 \text{ mm} / 400 \text{ mm} = 0,9$. Betonipeite c pääraudoituksen pintaan mitattuna voi olla joko 30, 40 tai 50 mm. Nyt $c = 35 \text{ mm}$, joten käytetään arvoa $c = 30 \text{ mm}$.

Käyrät kattavat tapaukset, joissa:

- teräsjännitys alle 340 MPa
- $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- harjatangot
- kyseessä on taivutus; pitkäaikaiskuormat

- suorakaide- tai T-palkki (RIL 202-2011, 50).

Nyt ehdot täyttyvät, joten käyriä voidaan käyttää. Halkeama katsotaan kuvasta 7.4S (RIL 202-2011, 52). Nyt halkeama on niin pieni, ettei sitä voida lukea kuvasta. Näin ollen vaatimukset täyttyvät.

Taipuman rajoittaminen

RIL 202:n (2011, 60) mukaan taipumia ei yleensä tarvitse laskea. Sen sijaan taipuman voidaan yleensä katsoa olevan riittävän pieni, kun taulukossa 7.4.1S esitettyt jännemitan ja tehollisen korkeuden sallitut enimmäisarvot täyttyvät.

Taulukon mukaan vapaasti tuetulla palkilla arvo l/d saa olla enintään 13. Nyt $l/d = 2070 \text{ mm} / 360 \text{ mm} = 5,75$, joten ehto toteutuu.

3.1.6 Raudoituksen ankkurointikestävyys

Lasketaan raudoitustankojen vaadittu ankkurointipituus by 60:n (2009, 101–105) kohdan 8.4 mukaan (RakMK B9 2011, 6). Lasketaan ensin harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo f_{bd} kaavalla 8.2:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

Kaavassa η_1 riippuu tartuntaolosuhteista. Nyt saavutetaan ”hyvät” olosuhteet, jolloin $\eta_1 = 1,0$. Lisäksi $\eta_2 = 1,0$, kun terästen halkaisija on alle 32 mm. Lasketaan betonin vetolujuuden mitoitusarvo f_{ctd} :

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,8 \text{ N/mm}^2 / 1,8 = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

Lasketaan f_{bd} :

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \text{ N/mm}^2 = 2,25 \text{ N/mm}^2$$

Seuraavaksi määritetään tangossa vallitseva voima F_{Ed} . Jos rakenne on leikkausraudoittamaton, vetovoima voidaan laskea B9:n (2011, 6) kaavalla 3.7.

Nyt palkissa kuitenkin on leikkausraudoitus, joten voima lasketaan by 60:n (2009, 121) kaavalla 9.3:

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot a_l / z + N_{Ed}$$

missä V_{Ed} on leikkausvoima, N_{Ed} on normaalivoima. Nyt $N_{Ed} = 0$. Mitta a_l määritetään by 60:n (2009, 120) kaavasta 9.2:

$$a_l = z(\cot \theta - \cot \alpha) / 2$$

Kaavan termit on määritelty by 60:n (2009, 74) kohdassa 6.2.3. Kun kaavat 9.2 ja 9.3 yhdistetään, saadaan:

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{\cot \theta - \cot \alpha}{2} = 13\,030\,N \cdot \frac{2,5 - 0}{2} = 16\,288\,N$$

Lasketaan vetovoimasta aiheutuva mitoitusjännitys σ_{sd} :

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} = \frac{F_{Ed}}{2 \cdot \pi \cdot r^2} = \frac{16\,288\,N}{2 \cdot \pi \cdot (5\,mm)^2} = 103,7\,N/mm^2$$

Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd}$ lasketaan kaavalla 8.3 (by 60 2009, 102):

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$$

Kaavan termit ovat jo tiedossa. Termi ϕ on raudoitustangon halkaisija. Lasketaan $l_{b,rqd}$:

$$l_{b,rqd} = (10\,mm/4)(103,7\,N/mm^2/2,25\,N/mm^2) = 115\,mm$$

Lopuksi määritetään ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} kaavalla 8.4 (by 60 2009, 103):

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

Kaavan termit määritetään taulukosta by 60:n (2009, 104) 8.2. Koska tangot ovat suoria, $\alpha_1 = 1,0$. Kertoimille α_2 , α_3 ja α_5 käytetään varmalla puolella olevaa valintaa 1,0. Taulukon mukaan $\alpha_4 = 0,7$, mutta tämä pätee vain silloin, kun käytetään hitsattuja poikittaistankoja. Nyt hitsattuja tankoja ei käytetä, joten $\alpha_4 = 1,0$. Lasketaan l_{bd} :

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 115 \text{ mm} = 115 \text{ mm}$$

Lisäksi on huomioitava B9:n (2011, 6) kohdassa 3.6.4 oleva maininta, jonka mukaan ankkurointipituuden on oltava vähintään 10Φ , eli tässä tapauksessa $10 \cdot 10 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$. Näin ollen valitaan ankkurointipituudeksi 150 mm. Ankkurointipituus lasketaan tuen reunasta alkaen (RakMK B9 2011, 6).

3.2 Kantavan väliseinän mitoitus

3.2.1 Seinän mitat ja muut tiedot

Seinässä käytetään samaa betonia ja samoja harkkoja kuin palkissa. Seinän vapaa korkeus on 2600 mm.

Laskennassa tarvittava betonin puristuslujuuden mitoitusarvo $f_{cd,pl}$ lasketaan raudoittamattomalle betonille by 60:n (2009, 26, 145) mukaan siten, että kaavan 3.15 kertoimelle α_{cc} käytetään kohdan 12.3.1 (1) mukaista arvoa $\alpha_{cc,pl} = 0,8 \alpha_{cc}$. Lasketaan $f_{cd,pl}$:

$$f_{cd,pl} = 0,8 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 / 1,8 = 9,44 \text{ N/mm}^2$$

3.2.2 Puristuskestävyys

Mitoitetaan kantava väliseinä raudoittamattomana rakenteena. Seinää kuormittavat vain pystykuormat. Lasketaan seinän puristuskestävyys B9:n (2011, 3–4) kohdan 3.6.1 mukaan. Kuten luvussa 1 todettiin, raudoittamattoman seinän puristuskestävyyden mitoitukseen voi kuitenkin olla odotettavissa muu-

toksia. Tämänhetkisen B9:n luonnoksen mukaan puristuskestävyys N_{Rd} saadaan kaavalla 3.1:

$$N_{Rd} = b \cdot t_c \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi$$

missä b on poikkileikkauksen leveys, t_c on valuontelon leveys, ja $f_{cd,pl}$ on raudoittamattoman betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. Koska nyt tarkastellaan metrin puitista seinän osaa, b :lle käytetään arvoa $b = 1000$ mm. Valuontelon leveys $t_c = 110$ mm. Hoikkuuden ja epäkeskisyyden pienennyskerroin Φ lasketaan kaavalla 3.2 (RakMK B9 2011, 4):

$$\Phi = 1,14 (1 - 2 e_{tot}/t_c) - k_1 \cdot l_0/t_{ef} \leq (1 - 2 e_{tot}/t_c)$$

B9:n (2011, 4) mukaan seinän tehollinen paksuus $t_{ef} = t_b$, kun kuivatiheys on ≥ 2200 kg/m³. Nyt $t_{ef} = 150$ mm. Kerroin k_1 saadaan taulukosta 2. Kun t_b on 150 mm, $k_1 = 0,015$. Nurjahduspituus l_0 saadaan by 60:n (2009, 149) kohdasta 12.6.5.1. Kaavan 12.9 mukaan:

$$l_0 = \beta \cdot l_w$$

Kerroin β saadaan taulukosta 12.1. Taulukko on esitetty kuviossa 5.

Nyt $\beta = 1,0$, $l_0 = 1,0 \cdot 2600$ mm = 2600 mm. Lisäksi B9:n (2011, 4) mukaan raudoittamattoman seinän nurjahduspituus saa olla enintään $25 t_{ef}$:

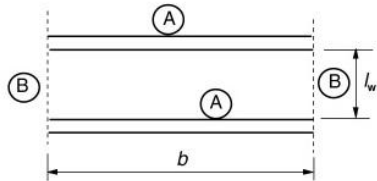
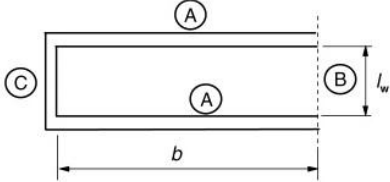
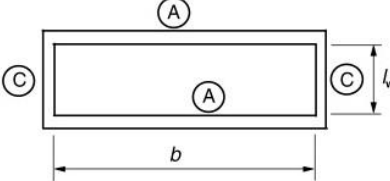
$$25 t_{ef} = 25 \cdot 150 \text{ mm} = 3750 \text{ mm} > 2600 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

Epäkeskisyys e_{tot} määritetään by 60:n (2009, 149) kohdan 12.6.5.2 mukaan (RakMK B9 2011, 4). Epäkeskisyys lasketaan kaavalla 12.12:

$$e_{tot} = e_0 + e_i$$

missä e_0 on alkuepäkeskisyys. Nyt $e_0 = 0$ mm. Lisäepäkeskisyys e_i määritetään by 60:n (2009, 149, 46) kohdan 5.2 mukaan. Lasketaan e_i kaavalla 5.2:

Taulukko 12.1 Kertoimen arvot β erilaisilla reunaehdoilla

Poikittaissiirtymä estetty	Kaavio	Kaava	Kerroin β	
kahdella reunalla			$\beta = 1,0$ kaikilla suhteen l_w/b arvoilla	
kolmella reunalla		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
neljällä reunalla		Jos $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Jos $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			b/l_w	β

(A) – Välipohjalaatta (B) – Vapaa reuna (C) – Poikittainen seinä

KUVIO 5. Kertoimen β määrittäminen (by 60 2009, 148)

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2$$

Epätarkkuus θ_i lasketaan kaavalla 5.1 (by 60 2009, 46):

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Kaavan termit määritetään seuraavasti:

$$\theta_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} ; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

missä l on seinän korkeus metreinä. Nyt:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{2,6} = 1,24 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 (1 + 1/m)}$$

missä m on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakennneosien määrä. Nyt $m = 1$:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 (1 + 1/1)} = 1$$

Lasketaan epätarkkuus θ_i :

$$\theta_i = 1/200 \cdot 1 \cdot 1 = 1/200$$

Ratkaistaan lisäepäkeskisyyss e_i :

$$e_i = \frac{1}{200} \cdot \frac{2600 \text{ mm}}{2} = 6,5 \text{ mm}$$

Näin ollen epäkeskisyydeksi e_{tot} saadaan:

$$e_{tot} = 0 \text{ mm} + 6,5 \text{ mm} = 6,5 \text{ mm}$$

Lisäksi B9:n (2011, 4) mukaan epäkeskisyyden vähimmäisarvo on $0,05 t_b$.

Koska B9:ssä on esitetty vähimmäisepäkeskisyydelle omat ohjeet, eurokoodin vähimmäisarvoja ei sovelleta.

$$0,05 t_b = 0,05 \cdot 150 \text{ mm} = 7,5 \text{ mm} \Rightarrow e_{tot} = 7,5 \text{ mm}$$

Nyt voidaan laskea hoikkuuden ja epäkeskisyyden pienennyskerroin Φ :

$$\Phi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 7,5 \text{ mm}}{110 \text{ mm}}\right) - \frac{0,015 \cdot 2600 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 0,7245$$

$$\Phi \leq 1 - \frac{2 \cdot 7,5 \text{ mm}}{110 \text{ mm}} = 0,8636 \Rightarrow \Phi = 0,7245$$

Lopuksi ratkaistaan raudoittamattoman seinän puristuskestävyys N_{Rd} :

$$N_{Rd} = 1000 \text{ mm} \cdot 110 \text{ mm} \cdot 9,44 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,7245 = 752 \text{ kN/m}$$

Seinän puristuskestävyys metriä kohti on siis 752 kN. Oletetaan, että seinää kuormittaa kaksi jänneväliltään 6 metrin pituista ontelolaattaa OL20. Käytetään ontelolaatan neliökuormalle arvoa $2,6 \text{ kN/m}^2$. Lisäksi huomioidaan 60 mm paksu pintabetoni, jonka neliökuorma on $1,5 \text{ kN/m}^2$. Hyötykuorma on $2,0 \text{ kN/m}^2$. Metrikuormaksi saadaan:

$$p_d = 1,15 \cdot 6,0 \text{ m} \cdot (2,6 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \text{ kN/m}^2) + 1,5 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_d = 31,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \ll 752 \text{ kN/m}$$

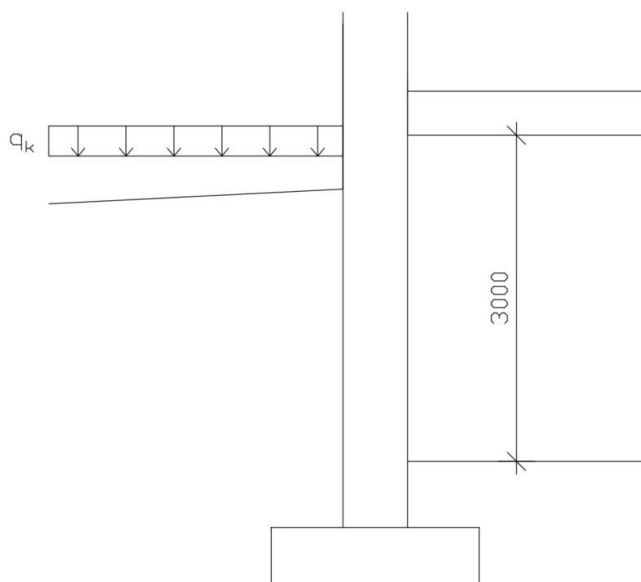
Voidaan siis todeta, että seinä kestää raudoittamattomana lähes minkä tahansa välipohjakuorman.

3.3 Maanpaineseinän mitoitus

Tässä luvussa esitetään maanpaineseinän mitoitus kahdella tavalla, vaakaraudoitettuna ja pystyraudoitettuna. Molemmissa tapauksissa käytetään samoja lähtötietoja, mutta käytettävät maanpainekuviot eroavat toisistaan kohdassa 3.3.2 selostetulla tavalla. Pystyraudoituksen laskenta on esitetty kohdassa 3.3.4, vaakaraudoituksen laskenta kohdassa 3.3.5.

3.3.1 Seinän mitat ja muut tiedot

Seinän periaatekuva on kuviossa 6.



KUVIO 6. Maanpainesseinän periaatekuva

Seinä tehdään harkoista HB-Valu 200. Harkon leveys on 200 mm. Käytettävä betoni ja rauditus ovat samat kuin edellisissä esimerkeissä. Seinän korkeus on 3,0 m. Oletetaan maanpaine vaikuttavaksi koko seinän korkeudelle. Vaarakarudoitetulle seinälle käytetään tukiväliä 3,5 m.

3.3.2 Maanpaineen laskenta

Maanpaineen laskennassa tarvitaan seuraavia lähtötietoja:

- taustatäyttö: kitkamaa
- maan tilavuuspaino $\gamma_{G,k} = 18,0 \text{ kN/m}^3$
- leikkauskestävyyskulma $\varphi_k = 36,0^\circ$
- pintakuorma $q_k = 5 \text{ kN/m}^3$ (ks. RIL 201-1-2001, 67–68, taulukko 6.1S).

Lasketaan maanpaine rajatilassa STR (ks. RIL 207-2009 48–53). Kuormat määritetään RIL 207:n kaavojen 6.10a ja 6.10b mukaisilla kuormitusyhdistelmillä. Taulukon A.3(FI) mukaan kaavassa 6.10a käytetään varmuuskertoimia $\gamma_{Gkj,sup} = 1,35 K_{FI}$ ja $\gamma_Q = 0$. Kaavassa 6.10b käytetään varmuuskertoimia $\gamma_{Gkj,sup} = 1,15 K_{FI}$ ja $\gamma_Q = 1,15 K_{FI}$. Lisäksi taulukon A.4(FI) mukaan leikkauskestävyyskulmalle käytetään molemmilla yhdistelmillä varmuuskerrointa $\gamma_\varphi =$

1,0. Taulukon alaviitteessä selitetään, että tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \varphi'$. Näin ollen leikkauskestävyyskulman laskenta-arvo lasketaan kaavalla:

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}\right)$$

Nyt $\gamma_\varphi = 1,0$, joten $\varphi_d = \varphi_k = 36,0^\circ$.

Kuten luvussa 2.3 selitetään, maanpaineen laskennassa on varmintä käyttää lepopainetta. Tällöin maanpaineluku lasketaan RIL 207:n (2009, 161) kaavalla 9.1:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$$

missä OCR on ylikonsolidoitumissuhde. Yleensä kaava yksinkertaistuu muotoon:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_d$$

$$K_0 = 1 - \sin 36,0^\circ = 0,412$$

Maanpaineiden ominaisarvot määritetään kaavalla:

$$mp(z) = K_0 \cdot (\gamma \cdot z + q)$$

Lasketaan erikseen maanpainosta ja pintakuormasta aiheutuva maanpaine pinnassa ja 3,0 metrin syvyydessä:

$$mp_{g,k} = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

$$mp_{g,k}(0,0 \text{ m}) = 0,412 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,0 \text{ m} = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{g,k}(3,0 \text{ m}) = 0,412 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,0 \text{ m} = 22,25 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{q,k} = K_0 \cdot q = 0,412 \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2 = 2,06 \text{ kN/m}^2$$

Seuraavaksi määritetään maanpaineiden laskenta-arvot. Lasketaan ensin kaavalla 6.10a:

$$mp_{g,a}(0,0 \text{ m}) = 1,35 \cdot 0,0 \text{ kN/m}^2 = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{g,a}(3,0 \text{ m}) = 1,35 \cdot 22,25 \text{ kN/m}^2 = 30,04 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{q,a} = 0,0 \cdot 1,30 \text{ kN/m}^2 = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

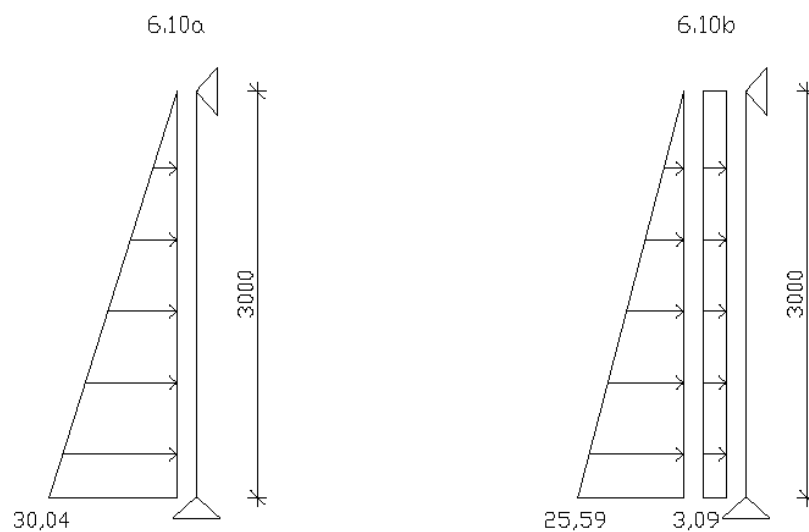
Sitten lasketaan maanpaineiden laskenta-arvot kaavan 6.10b mukaan:

$$mp_{g,d}(0,0 \text{ m}) = 1,15 \cdot 0,0 \text{ kN/m}^2 = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{g,d}(3,0 \text{ m}) = 1,15 \cdot 22,25 \text{ kN/m}^2 = 25,59 \text{ kN/m}^2$$

$$mp_{q,d} = 1,5 \cdot 2,06 \text{ kN/m}^2 = 3,09 \text{ kN/m}^2$$

Maanpaineekuviot ovat kuviossa 7.



KUVIO 7. Maanpaineekuviot

Vaakaraudoitettu seinä

B9:n (2011, 2) kohdan 3.2.1 mukaan vaakaraudoitetuissa seinissä maanpaineen aiheuttaman kolmiokuorman voidaan olettaa jakautuvan tasan koko seinän korkeudelle:

$$6.10a: mp_d = \frac{30,04 \text{ kN/m}^2}{2} = 15,02 \text{ kN/m}^2$$

$$6.10b: mp_d = 3,09 \text{ kN/m}^2 + \frac{25,59 \text{ kN/m}^2}{2} = 15,89 \text{ kN/m}^2$$

Näistä suurempi on mitoittava, joten vaakaraudoitetun seinän mitoitus varten käytettävä maanpaine $mp_d = 15,89 \text{ kN/m}^2$.

3.3.3 Kuormat ja rasitukset

Seinään kohdistuva pystykuorma $N_d = 50 \text{ kN/m}$. Lasketaan seuraavaksi seinään kohdistuva maksimimomentti. Momentti lasketaan metriä kohden.

Pystyraudoitettu seinä

Lasketaan maksimimomentti molemmissa kuormitustapauksissa.

Kaavan 6.10a mukaisessa tapauksessa seinää kuormittaa vain kolmiokuorma. Tällöin maksimimomentti voidaan laskea seuraavasti:

$$M_{max} = \frac{mp_d L^2}{9\sqrt{3}} = \frac{30,04 \text{ kN/m} \cdot (3,0 \text{ m})^2}{9\sqrt{3}} = 17,3 \text{ kNm}$$

Koska kaavan 6.10b mukaisessa tapauksessa seinään kohdistuu sekä kolmiokuorma että tasainen kuorma, on ratkaistava momentin maksimikohta ($p = 3,09 \text{ kN/m}$ ja $q = 25,59 \text{ kN/m}$):

$$M(x) = \frac{pLx}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right) + \frac{qLx}{6} \left(1 - \frac{x^2}{L^2}\right) = \frac{pLx}{2} - \frac{pLx^2}{L^2} + \frac{qLx}{6} - \frac{qLx^3}{6L^2}$$

$$M(x) = \frac{pLx}{2} - \frac{px^2}{L} + \frac{qLx}{6} - \frac{qx^3}{6L} = -\frac{q}{6L}x^3 - \frac{p}{2}x^2 + \left(\frac{pL}{2} + \frac{qL}{6}\right) \cdot x$$

Derivoidaan momentin kaava:

$$M'(x) = \frac{q}{2L}x^2 - px + \frac{pL}{2} + \frac{qL}{6}$$

Ratkaistaan derivaatan nollakohta:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$a = -\frac{q}{2L} = -\frac{25,59}{2 \cdot 3,0} = -4,265$$

$$b = -p = -3,09$$

$$c = \frac{pL}{2} + \frac{qL}{6} = \frac{3,09 \cdot 3,0}{2} + \frac{25,59 \cdot 3,0}{6} = 17,43$$

$$x = \frac{3,09 \pm \sqrt{3,09^2 - 4 \cdot (-4,265) \cdot 17,44}}{2 \cdot (-4,265)} = -2,42 \text{ (m) tai } 1,69 \text{ (m)}$$

Momentin maksimikohta on siis 1,69 m seinän yläreunasta. Ratkaistaan maksimimomentti:

$$M(1,69) = \frac{3,09 \cdot 3,0 \cdot 1,69}{2} \left(1 - \frac{1,69}{3,0}\right) + \frac{25,59 \cdot 3,0 \cdot 1,69}{6} \left(1 - \frac{1,69^2}{3,0^2}\right)$$

$$M(1,69) = 18,2 \text{ kNm}$$

Kuormitustapausten maksimimomenteista valitaan suurempi. Näin ollen laskentamomentti $M_d = 18,2 \text{ kNm}$.

Vaakaraudoitettu seinä

Lasketaan maksimimomentti:

$$M_d = \frac{mp_d L^2}{8} = \frac{15,89 \text{ kN/m} \cdot (3,5 \text{ m})^2}{8} = 24,3 \text{ kNm}$$

3.3.4 Mitoitus puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutukselle

Raudoitettu puristettu rakenne mitoitetaan by 60:n (2009, 60–62) kohdan 5.8.8 mukaan (RakMK B9 2011, 4). Kaavan 5.31 mukaan mitoitusmomentti on:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

Ensimmäisen kertaluvun tarkastelu

M_{0Ed} on ensimmäisen kertaluvun analyysistä saatu momentti, jossa huomioidaan sekä maanpaineen että pystykuorman epäkeskisyyden aiheuttama momentti. Nyt:

$$M_{0Ed} = M_{mp} + N_{Ed} \cdot (e_0 + e_i)$$

Nyt alkuepäkeskisyys $e_0 = 0 \text{ mm}$, koska eurokoodin vähimmäisepäkeskisyysä ei sovelleta. Lisäepäkeskisyys e_i määritetään epätarkkuuden perusteella samalla tavalla kuin opinnäytetyön luvussa 3.2. Lasketaan e_i by 60:n (2009, 46) kohdan 5.2 mukaan:

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} = 2/\sqrt{3,0} = 1,15 \Rightarrow \alpha_h = 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 (1 + 1/m)} = \sqrt{0,5 (1 + 1/1)} = 1$$

$$e_i = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{3000 \text{ mm}}{2} = 7,5 \text{ mm}$$

Lisäksi B9:n (2011, 5) mukaan epäkeskisyyden vähimmäisarvo on $0,05 t_b$:

$$0,05 t_b = 0,05 \cdot 200 \text{ mm} = 10 \text{ mm}$$

Kokonaisepäkeskisyyden on siis suurempi arvoista 10 mm ja $e_0 + e_i = 0 \text{ mm} + 7,5 \text{ mm} = 7,5 \text{ mm}$. Epäkeskisyyden on siis 10 mm. Lasketaan M_{0Ed} :

$$M_{0Ed} = 18,2 \text{ kNm} + 50 \text{ kN} \cdot 0,01 \text{ m} = 18,7 \text{ kNm}$$

Toisen kertaluvun tarkastelu

Lisämomentti M_2 lasketaan kaavalla 5.33 (by 60 2009, 61):

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

Taipuma e_2 lasketaan kaavalla seuraavasti:

$$e_2 = (1/r) \cdot l_0^2 / c$$

Kertoimelle c käytetään arvoa $c = 10$ ($\approx \pi^2$). Kaarevuus $1/r$ lasketaan kaavalla 5.34 (by 60 2009, 61):

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$$

Korjauskerroin K_r lasketaan kaavalla 5.36 (by 60 2009, 61):

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$$

Lasketaan kaavan termit:

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

missä A_s on arvioitu raudoituksen kokonaisala ja A_c on betonipoikkileikkauksen ala. Arvioidaan $A_s = 500 \text{ mm}^2$. Koska nyt lasketaan raudoitusta metriä kohden, $A_c = 1000 \text{ mm} \cdot 160 \text{ mm} = 160\,000 \text{ mm}^2$. Lasketaan n_u :

$$n_u = 1 + \frac{500 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2}{160\,000 \text{ mm}^2 \cdot 11,8 \text{ N/mm}^2} = 1,115$$

Suhteellinen normaalivoima n lasketaan seuraavasti:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{50\,000 \text{ N}}{160\,000 \text{ mm}^2 \cdot 11,8 \text{ N/mm}^2} = 0,026$$

Lisäksi $n_{bal} = 0,4$. Lasketaan K_r :

$$K_r = (1,115 - 0,026) / (1,115 - 0,4) = 1,52 \Rightarrow K_r = 1$$

Virumaa ei huomioida. Tällöin $K_\phi = 1$. Termi $1/r_0$ lasketaan kaavalla:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 d} = \frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0,45 d}$$

Tehollinen korkeus d lasketaan betonivalun reunaan. Betonipeite on 25 mm, johon lisätään johon lisätään mittapoikkeama. Koska vaakatanko voidaan asettaa tarkasti kannaksessa olevaan uraan, mittapoikkeama voi olla 5 mm. Harkon kuoret voidaan ottaa huomioon betonipeitteen paksuudessa. (RakMK B9 2011, 5, 7.) Lasketaan d :

$$d = 160 \text{ mm} - 30 \text{ mm} + 20 \text{ mm} - 10/2 \text{ mm} = 145 \text{ mm}$$

Lasketaan $1/r_0$:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{435 \text{ N/mm}^2}{200\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,45 \cdot 145 \text{ mm}} = \frac{1}{30\,000}$$

Nyt voidaan laskea kaarevuus $1/r$:

$$\frac{1}{r} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{1}{30\,000} = \frac{1}{30\,000}$$

B9:n (2011, 4) kohdan 3.6.1 mukaan kaarevuus voidaan kertoa suhteella $(d/d_h)^2$, missä d on tehollinen korkeus laskettuna betonivalun reunaan ja d_h laskettuna harkon reunaan:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{30\,000} \cdot \left(\frac{145\,mm}{165\,mm} \right)^2 = \frac{1}{38\,847}$$

Lasketaan taipuma e_2 :

$$e_2 = \frac{1}{38\,847} \cdot \frac{(3000\,mm)^2}{10} = 23,2\,mm$$

Lasketaan lisämomentti M_2 :

$$M_2 = 50\,kN/m \cdot 0,0232\,m = 1,2\,kNm$$

Laskentamomentti M_{Ed} on siis:

$$M_{Ed} = 18,7\,kNm + 1,2\,kNm = 19,9\,kNm$$

Teräslaskenta

Määritetään tarvittava teräsmäärä yhteisvaikutusdiagrammien avulla (ks. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan: Pilarit n.d. 15–17). Tähän tarvitaan seuraavia termejä:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{50\,000\,N}{1000\,mm \cdot 160\,mm \cdot 11,8\,N/mm^2} = 0,0026$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{19,9 \cdot 10^6\,Nmm}{1000\,mm \cdot (160\,mm)^2 \cdot 11,8\,N/mm^2} = 0,066$$

$$d'/h = 15\,mm/160\,mm = 0,094$$

Katsotaan käyrältä $\omega \approx 0,12$. Lasketaan vaadittava raudoitus:

$$A_s = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 0,12 \cdot \frac{11,8 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 160 \text{ mm} = 521 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Valitaan raudoitukseksi T12 k200, jonka pinta-ala on $565 \text{ mm}^2/\text{m}$. Käytännössä on kuitenkin valittava T12 k150, jotta raudoitus sopii aukkoihin.

3.3.5 Mitoitus voimaparina

Lasketaan ensin kahden vierekkäisen teräksen voimaparina vastaan ottama momentti. Momenttikapasiteetti saadaan kaavalla:

$$M_{Rd} = z \cdot N_s$$

Sisäinen momenttivarsi z on terästen keskiöetäisyys. Betonipeite on 25 mm, johon lisätään mittapoikkeama. Koska vaakatanko voidaan asettaa tarkasti kannaksessa olevaan uraan, mittapoikkeamaksi sallitaan 5 mm (RakMK B9 2011, 7). Lasketaan sisäinen momenttivarsi kahdeksan, kymmenen ja kahdentoista millimetrin teräksille:

$$z = 200 \text{ mm} - 2 \cdot 30 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{8 \text{ mm}}{2} = 132 \text{ mm}$$

$$z = 200 \text{ mm} - 2 \cdot 30 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{10 \text{ mm}}{2} = 130 \text{ mm}$$

$$z = 200 \text{ mm} - 2 \cdot 30 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{12 \text{ mm}}{2} = 128 \text{ mm}$$

Terästen vetokapasiteetti N_s lasketaan kaavalla:

$$N_s = A_s \cdot f_{yd}$$

Lasketaan yhden voimaparin kapasiteetti samoille teräksille:

$$M_{Rd} = 132 \text{ mm} \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm}/2)^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2 = 2,89 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 130 \text{ mm} \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm}/2)^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2 = 4,44 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 128 \text{ mm} \cdot \pi \cdot (12 \text{ mm}/2)^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2 = 6,30 \text{ kNm}$$

Lasketaan terästen vaadittava k-jako:

$$8 \text{ mm}: \frac{1000 \text{ mm}}{24,3 \text{ kNm}/2,89 \text{ kNm}} = 119 \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm}: \frac{1000 \text{ mm}}{24,3 \text{ kNm}/4,44 \text{ kNm}} = 183 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm}: \frac{1000 \text{ mm}}{24,3 \text{ kNm}/6,30 \text{ kNm}} = 259 \text{ mm}$$

Koska harkkojen korkeus on 200 mm, on terästen vähimmäisetäisyyden oltava vähintään 200 mm. Näin ollen raudoitukseksi valitaan 2T12 k200.

Voimapari ottaa vastaan momentin aiheuttaman taivutuksen, ja betoniseinä ottaa vastaan puristuksen. Tällä mitoitusmenetelmällä on vielä varmistettava, että betoni kestää puristuksen raudoittamattomana. Nyt tarkistusta ei tehdä, koska kohdan 3.2 perusteella on selvää, että seinä kestää puristusrasituksen.

3.3.6 Leikkauskestävyys

Leikkauskestävyys voidaan määrittää samalla tavalla kuin kohdassa 3.1.4.

3.3.7 Käyttörajatilamitoitus

B9:n (2011, 3) kohdan 3.3 mukaan käyttörajatilavaatimukset täyttyvät, jos maanpaineeseinän jännemitan L ja tehollisen paksuuden t_{ef} suhde on $L/t_{ef} \leq 25$. Harkkoilla HB-Valu 200 jännemitta L saa olla $25 t_{ef} = 25 \cdot 160 \text{ mm} = 4000 \text{ mm}$. Nyt ehto täyttyy, joten käyttörajatilamitoitusta ei tarvita.

4 VERTAILULASKELMA VANHOJEN MÄÄRÄYSTEN MUKAAN

Vertailun vuoksi edellisessä luvussa mitoitettut rakenteet on tässä luvussa laskettu vanhan B-sarjan mukaan. Koska vanhat rakentamismääräykset ovat useimmille suunnittelijoille tuttuja ja lisäksi jäämässä pian pois käytöstä, laskelmien selitykset on esitetty melko suppeasti. Kuten vertailulaskelmasta ilmenee, mitoitus eroaa suurelta osin varsin merkittävästi uusien määräysten mukaisesta mitoituksesta. Huomattavien eroavaisuuksien sijaan erityistä huomiota onkin siksi kiinnitetty lähinnä kohtiin, joissa laskentamenetelmät ovat keskenään samankaltaisia. Laskelmissa on pyritty tuomaan esille tällaisissa kohdissa tapahtuneet muutokset sekä kohdat, jotka ovat säilyneet muuttumattomina. Tämä auttaa saamaan selvemmän kuvan uusien mitoitusohjeiden soveltamisesta.

4.1 Palkin mitoitus

4.1.1 Palkin mitat ja muut tiedot

Käytettävä betoni C25/30 vastaa betonia K30. Betonin osavarmuusluku γ_c on 2,0 ja raudoituksen osavarmuusluku γ_s on 1,2. Aineominaisuudet ovat seuraavat (RakMK B9 1993, 15–16):

- $f_{ck} = 0,6 K = 0,6 \cdot 30 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 18 \text{ N/mm}^2 / 2,0 = 9,0 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0,15 K^{2/3} = 0,15 \cdot (30 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 1,448 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,448 \text{ N/mm}^2 / 2,0 = 0,724 \text{ N/mm}^2$.

Raudoituksen aineominaisuudet ovat seuraavat:

- $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 \text{ N/mm}^2 / 1,2 = 417 \text{ N/mm}^2$.

Vanhan B9:n mukainen jänneväli on pienempi kuin uudessa. Jännemitta on tukien vapaa väli lisättynä 5 %:lla (RakMK B9 1993, 14):

$$L = 1,05 \cdot 1800 \text{ mm} = 1890 \text{ mm}$$

Jänneväli on siis merkittävästi pienempi kuin uuden B9:n mukaan. Teholliselle leveydelle b ja teholliselle korkeudelle d käytetään samoja arvoja kuin uuden B9:n mukaisessa mitoituksessa. Siis $b = 110 \text{ mm}$ ja $d = 360 \text{ mm}$. Sekä vanhassa että uudessa normissa esitetään ehto $d \leq L/3$, joka toteutuu. (RakMK B9 1993, 17.)

4.1.2 Kuormat ja rasitukset

Käytettävät ominaiskuormat ovat samat kuin luvussa 3.1. Mitoituskuorma lasketaan seuraavasti (RakMK B1 1998, 3):

$$p_d = 1,2 g + 1,6 q_k$$

$$p_d = 1,2 \cdot 3 \text{ kN/m} + 1,6 \cdot 12 \text{ kN/m} = 22,8 \text{ kN/m}$$

Mitoituskuorma on hieman suurempi. Lasketaan laskentamomentti ja laskentaileikkausvoima. Vanhassa B9:ssä sanotaan suoraan, että leikkausvoiman voi laskea etäisyyden d päässä tuen reunasta (RakMK B9 1993, 17):

$$M_d = \frac{22,8 \text{ kN/m} \cdot (1,890 \text{ m})^2}{8} = 10,180 \text{ kNm}$$

$$V_d = 22,8 \text{ kN/m} \cdot \left(\frac{1,890 \text{ m}}{2} - 0,360 \text{ m} - 0,0225 \text{ m} \right) = 12,83 \text{ kN}$$

4.1.3 Taivutuskestävyys

Lasketaan raudoitettun poikkileikkauksen taivutuskestävyys kaavalla V 3.10 (RakMK B9 1993, 16):

$$M_u = 0,85 A_s \cdot f_{yd} \cdot d \leq 0,3 b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_u < 0,3 \cdot 110 \text{ mm} \cdot (360 \text{ mm})^2 \cdot 9,0 \text{ N/mm}^2 = 38,5 \text{ kNm} \Rightarrow OK$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0,85 f_{yd} \cdot d} = \frac{10,180 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0,85 \cdot 417 \text{ N/mm}^2 \cdot 360 \text{ mm}} = 79,8 \text{ mm}^2$$

Lopputuloksen voidaan todeta olevan käytännössä sama kuin luvussa 3.1. Myös vanhassa B9:ssä palkkien vähimmäisraudoitus on 2T10, joka valitaan pääraudoitukseksi (RakMK B9 1993, 18).

4.1.4 Leikkauskestävyys

Lasketaan rakenteen leikkauskestävyys kaavalla V 3.11 (RakMK B9 1993, 17):

$$V_c = 0,4 f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,4 \cdot 0,724 \text{ N/mm}^2 \cdot 110 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm} = 11,468 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys ylittyy:

$$\text{Ehto: } V_d \leq V_c$$

$$12,83 \text{ kN} \not\leq 11,468 \text{ kN}$$

Lasketaan tarvittava leikkausraudoitus (RakMK B4 2005, 17):

$$V_s = 0,9 \frac{A_s}{s} f_{yd} \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Nyt $\alpha = 90^\circ$, jolloin $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$. Käytetään jakovälille s arvoa 1000 mm.

$$\Rightarrow A_s = \frac{V_s \cdot s}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d \cdot 1}$$

$$A_s = \frac{(12\,830\,N - 11\,468\,N) \cdot 1000\,mm}{0,9 \cdot 417\,N/mm^2 \cdot 360\,mm \cdot 1} = 10,1\,mm^2/m$$

Leikkausraudoitustankojen jakoväli saa olla enintään 0,7 d (RakMK B4 2005, 27):

$$s = 0,7 \cdot 360\,mm = 252\,mm$$

Valitaan näin ollen leikkausraudoitukseksi on valittava UHT6 k150, eli sama kuin uuden B9:n mukaisessa mitoituksessa.

4.1.5 Raudoituksen ankkurointikestävyys

Suoran raudoitustangon ankkurointikestävyys F_{bu} lasketaan kaavalla V 3.12 (RakMK B9 1993, 17):

$$V_d = F_{bu} = 1,7 f_{ctd} \cdot u_s \cdot l_b \leq \sigma_s \cdot A_s$$

missä u_s on tangon ympäröisyysmitta ja l_b on tangon ankkurointipituus. Lasketaan vaadittava ankkurointipituus, kun tankoja on kaksi:

$$l_b = \frac{V_d}{1,7 f_{ctd} \cdot u_s} = \frac{12\,830\,N}{2 \cdot 1,7 \cdot 0,724\,N/mm^2 \cdot 10\,mm \cdot \pi} = 166\,mm$$

$$V_d \leq 417\,N/mm^2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot (5\,mm)^2 = 65\,502\,N \Rightarrow OK$$

Lisäksi myös vanhassa B9:ssä (1993, 17) ankkurointipituuden vähimmäisarvo on 10Φ , eli tässä tapauksessa $10 \cdot 10\,mm = 100\,mm$. Näin ollen valitaan ankkurointipituudeksi 200 mm.

4.2 Kantavan väliseinän mitoitus

4.2.1 Seinän mitat ja muut tiedot

Lasketaan seinä samoilla mitoilla kuin luvussa 3.2. Aineominaisuudet saadaan luvusta 4.1.

4.2.2 Puristuskestävyys

Seinän puristuskestävyys N_u lasketaan kaavalla V 3.5 (RakMK B9 1993, 16):

$$N_u = \frac{1 - 2 e_d/h_c}{1 + 0,001 (L_c/h)^2} A_c \cdot f_{cd}$$

Termi h_c on kuvan V 3.3 mukaisesti valuontelon leveys, rakenteen paksuus h on koko harkon leveys mukaan lukien kuoret. Tehollinen pinta-ala A_c lasketaan kaavalla $A_c = h_c \cdot b$. Epäkeskisyys e_d lasketaan kaavalla V 3.8. (RakMK B9 1993, 16). Nyt alkuepäkeskisyys $e_0 = 0$ mm:

$$e_d = 0,05 h + e_0$$

$$e_d = 0,05 \cdot 150 \text{ mm} + 0 \text{ mm} = 7,5 \text{ mm}$$

Jos seinä on tuettu toiselta reunalta tai molemmilta reunoiltaan, nurjahduspituus L_c lasketaan kaavalla $L_c = k_c \cdot L$, missä k_c on kerroin, joka saadaan taulukosta V 3.2 (RakMK B9 1993, 16). Kertoimen arvot ovat hieman erilaisia kuin kuviossa 5. Nyt seinän tuentaa ei kuitenkaan huomioida, vaan käytetään arvoa $L_c = 2600$ mm. Vanhassa B9:ssä ei ole mainintaa raudoittamattoman seinän suurimmasta sallitusta nurjahduspituudesta.

Lasketaan puristuskestävyys juoksumetriä kohti:

$$N_u = \frac{1 - 2 \cdot 7,5 \text{ mm}/110 \text{ mm}}{1 + 0,001 \cdot (2600 \text{ mm}/150 \text{ mm})^2} \cdot 110 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 9,0 \text{ N/mm}^2$$

$$N_u = 657 \text{ kN/m}$$

Tulos on 13 % pienempi kuin uuden B9:n mukaisessa mitoituksessa.

4.3 Maanpaineseinän mitoitus

4.3.1 Seinän mitat ja muut tiedot

Lasketaan seinä samoilla mitoilla ja kuormilla kuin luvussa 3.3. Aineominaisuudet saadaan luvusta 4.1.

4.3.2 Maanpaineen laskenta

Vanhan B9:n (1993, 14–15) mukaan vaakaraudoitetussa seinässä voidaan olettaa maanpaineen aiheuttaman kolmiokuorman jakautuvan tasaisesti. Oletus pätee sekä kitka- että koheesiomaalajeille, kun taas uudessa B9:ssä se sallitaan vain kitkamaalajeille. Maanpaineen laskenta-arvot määritetään kuvan V 3.1 mukaisesti:

$$p = p_1 + p_2 = 3,3 H + 0,5 q$$

$$p = 3,3 \cdot 3,0 \text{ m} + 0,5 \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2 = 12,4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Määritetään maanpaineen aiheuttama maksimimomentti:

$$M_u = \frac{12,4 \text{ kN/m} \cdot (4,0 \text{ m})^2}{8} = 24,8 \text{ kNm}$$

4.3.3 Vaakaraudoitettu seinä

Mitoitetaan seinä nyt pelkästään vaakaraudoitettuna. HB-Betoniteollisuuden vanhassa muottiharkkojen suunnittelu- ja työohjeessa (n.d. 10) neuvotaan laskemaan maanpaineseinän raudoitus kaavalla:

$$M_u = 0,85 A_s \cdot f_{yd} \cdot d \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0,85 f_{yd} \cdot d}$$

missä d on seinän tehollinen betonipoikkileikkaus. Nyt d = 160 mm.

$$A_s = \frac{24,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0,85 \cdot 417 \text{ N/mm}^2 \cdot 160 \text{ mm}} = 437,3 \text{ mm}^2$$

Näin ollen valitaan raudoitukseksi 2T12 k150, eli sama kuin luvussa 3.3.

4.3.4 Puristuskestävyys

Samoin kuin kohdassa 3.3.5 nytkin on varmistettava, että betoni kestää puristuksen raudoittamattomana. Nyt tarkistusta ei tehdä, koska kohdan 4.2 perusteella on selvää, että seinä kestää puristusrasituksen.

4.3.5 Leikkauskestävyys

Leikkauskestävyys voidaan määrittää samalla tavalla kuin kohdassa 4.1.4.

4.3.6 Käyttörajatilamitoitus

Vanhan B9:n (1993, 15) kohdan 3.3 mukaan käyttörajatilavaatimukset täyttyvät, jos maanpaineseinän jännemitan L ja paksuuden h suhde on $L/h \leq 25$.

Nyt ehto täyttyy, joten käyttörajatilamitoitusta ei tarvita.

5 TULOsten TARKASTELU

5.1 Tulokset

Seuraavassa on esitetty joitakin Excel-mitoitusohjelmien laskemia lopputuloksia. Kaikissa taulukoissa on käytetty arvoja $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ja $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$. Taulukot 1–6 koskevat palkkien raudoitusta uuden B9:n mukaan laskettuna. Taulukot 1–3 on laskettu harkolle HB-Valu 150, taulukot 4–6 harkolle HB-Valu 200. Taulukkoja luettaessa on huomioitava seuraavat asiat:

Ensinnäkin vasemmassa sarakkeessa oleva L tarkoittaa aukon kokoa, ei jännäväliä. Näin ollen esimerkiksi aukon koko 1,0 m on muutettu laskuissa jännäväliksi kertoimella 1,15, joten tätä laskutoimitusta ei enää tarvitse tehdä.

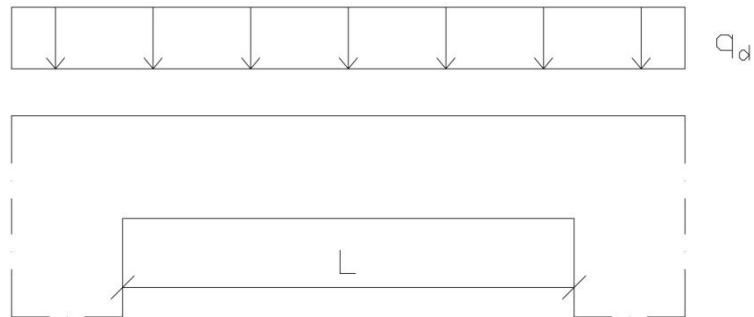
Toiseksi taulukoissa 1 ja 4 jotkin aukon L arvot on merkitty tähdellä. Tämä tarkoittaa sitä, että RIL 202-2011:n taulukossa 7.4.1S esitetty maksimiarvo l/d ylittyy. Näissä tapauksissa taipuma on tarkistettava erikseen. Suurimmilla jännäväleillä ja kuormilla käyttörajatilavaatimukset tulisi muissakin tapauksissa tarkistaa.

Kolmanneksi kuorma q_d tarkoittaa nimenomaan palkille kohdistuvaa laskenta-kuormaa. Kuormia määrittäessään taulukon käyttäjän on huomioitava palkin omapaino.

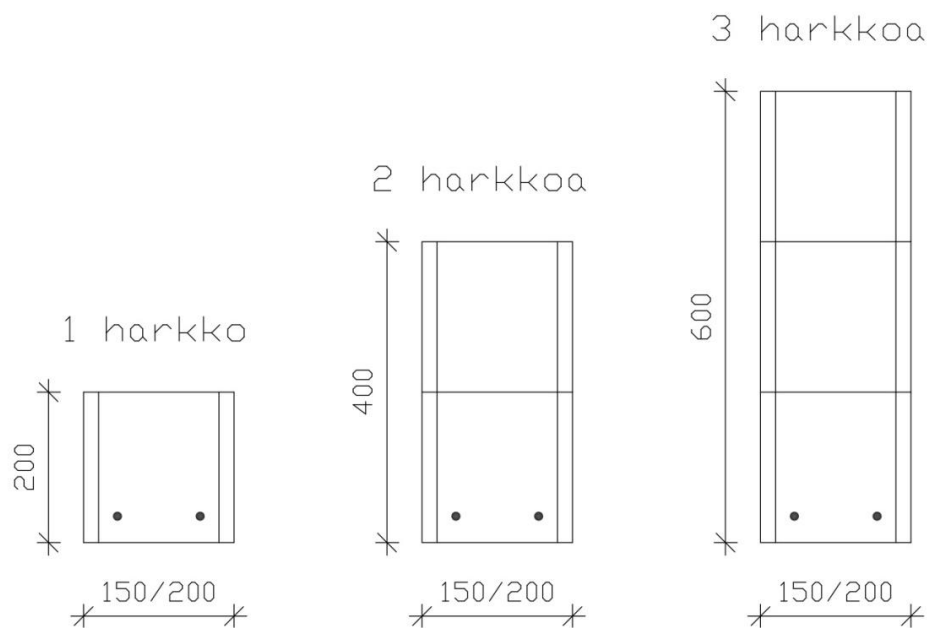
Neljänneksi taulukkoja luetaan siten, että vasemmasta sarakkeesta katsotaan haluttu aukon koko, ylhäältä laskentakuorma. Näitä vastaavassa taulukon kohdassa esitetyt arvot tarkoittavat taulukon pääraudoitusta ja leikkausraudoitusta. Esimerkiksi "2T10; T6 k300" tarkoittaa sitä, että pääraudoitus on 2T10, leikkausraudoitus UHT6 k300. Jos tarvittavaa leikkausraudoitusta ei ole määritetty, rakenne voidaan toteuttaa leikkausraudoittamattomana. Jos taivutusmitoituksessa saatu μ -arvo on ylittänyt raja-arvon 0,358, kohta on jätetty tyhjäksi.

Viidenneksi taulukoiden tuloksia käytetään omalla vastuulla. Lisäksi suunnittelijan on ymmärrettävä, miten muottiharkkorakenteita suunnitellaan ja toteutetaan, ja huomioitava Suomen rakentamismääräyskokoelman B9:ssä ja standardissa SFS-EN 1992-1-1 esitetyt vaatimukset ja ohjeet.

Taulukko 7 on otettu mukaan vertailun vuoksi. Siinä on esitetty taulukkoa 2 vastaavat tapaukset vanhan B9:n mukaan mitoitettuna. Taulukkoa 7 luetaan samalla tavoin kuin taulukoita 1–6. Kuvioissa 8 ja 9 havainnollistetaan, mitä taulukoiden merkinnät tarkoittavat.



KUVIO 8. Taulukoiden 1–7 merkinnät



KUVIO 9. Taulukoiden 1–7 merkinnät

TAULUKKO 1. Palkki, HB-Valu 150, 1 harkko

HB-Valu 150, 1 harkko							
q_d (kN/m)							
L (m)	10	15	20	25	30	35	40
1,0	2T10 -	2T10 -	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120
1,4	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T12 T6 k120	2T12 T6 k120	
1,8	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T12 T6 k120				
2,2*	2T10 T6 k120						

TAULUKKO 2. Palkki, HB-Valu 150, 2 harkkoa

HB-Valu 150, 2 harkkoa							
q_d (kN/m)							
L (m)	20	25	30	35	40	45	50
1,0	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -
1,4	2T10 -	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150
1,8	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150
2,2	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150
2,6	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T20 T6 k150
3,0	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T20 T6 k150	2T20 T6 k150		
3,4	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T20 T6 k150				

TAULUKKO 3. Palkki, HB-Valu 150, 3 harkkoa

HB-Valu 150, 3 harkkoa							
q_d (kN/m)							
L (m)	25	30	35	40	45	50	55
1,4	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -
1,8	2T10 -	2T10 -	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300
2,2	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300
2,6	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300
3,0	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300
3,4	2T12 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300
3,8	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300	2T24 T6 k300

TAULUKKO 4. Palkki, HB-Valu 200, 1 harkko

HB-Valu 200, 1 harkko							
q_d (kN/m)							
L	10	15	20	25	30	35	40
1,0	2T10 -	2T10 -	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120
1,4	2T10 -	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T12 T6 k120	2T12 T6 k120	2T12 T6 k120
1,8	2T10 T6 k120	2T10 T6 k120	2T12 T6 k120	2T16 T6 k120	2T16 T6 k120		
2,2*	2T10 T6 k120	2T12 T6 k120	2T16 T6 k120				
2,6*	2T12 T6 k120	2T16 T6 k120					
3,0*	2T16 T6 k120						

TAULUKKO 5. Palkki, HB-Valu 200, 2 harkkoa

HB-Valu 200, 2 harkkoa							
q_d (kN/m)							
L	20	25	30	35	40	45	50
1,0	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -
1,4	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150
1,8	2T10 -	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150
2,2	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150
2,6	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T20 T6 k150
3,0	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T20 T6 k150	2T20 T6 k150	2T20 T6 k150
3,4	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150	2T20 T6 k150	2T20 T6 k150	2T20 T6 k150		

TAULUKKO 6. Palkki, HB-Valu 200, 3 harkkoa

HB-Valu 200, 3 harkkoa							
q_d (kN/m)							
L (m)	25	30	35	40	45	50	55
1,4	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -
1,8	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300
2,2	2T10 -	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300
2,6	2T10 T6 k300	2T10 T6 k300	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300
3,0	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300	2T12 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300
3,4	2T12 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300
3,8	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T16 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300	2T20 T6 k300

TAULUKKO 7. Vanhan B9:n mukainen palkki, HB-Valu 150, 2 harkkoa

HB-Valu 150, 2 harkkoa (vanha)							
q_d (kN/m)							
L (m)	20	25	30	35	40	45	50
1,0	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -	2T10 -
1,4	2T10 -	2T10 -	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150
1,8	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150
2,2	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150
2,6	2T10 T6 k150	2T12 T6 k150	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150		
3,0	2T12 T6 k150	2T16 T6 k150	2T16 T6 k150				
3,4	2T16 T6 k150						

Taulukoita 8–10 on myös tarkoitus vertailla keskenään. Taulukoiden 8 ja 9 arvot on laskettu uuden B9:n mukaan, kuitenkin sillä erolla, että taulukossa 8 on käytetty lepopainetta, taulukossa 9 aktiivipainetta. Taulukko 10 on vanhan suunnitteluohjeen mukainen. Taulukoissa 8 ja 9 on käytetty seuraavia lähtöarvoja: maan tilavuuspaino $\gamma_{g,k} = 18,0 \text{ kN/m}^3$ ja leikkauskestävyyskulma $\varphi_k = 36^\circ$. Kaikissa taulukoissa tarkastellaan harkoista HB-Valu 200 rakennettua 2,6 metrin korkuista maanpaineeseinää. Pintakuormalle on käytetty arvoa $5,0 \text{ kN/m}^2$.

Taulukoita luetaan siten, että oikeasta sarakkeesta katsotaan vasemmassa sarakkeessa mainittua raudoitusta vastaava suurin mahdollinen tukiväli. Esimerkiksi jos maanpaineeseinän raudoituksena käytetään 2T8 k200, saa seinän vaakasuuntainen tukiväli olla taulukon 8 mukaan enintään 2852 mm. Tukivälillä tarkoitetaan tukien keskiöetäisyyttä (ks. RakMK B9 2011, 2, kohta 3.1.1). Jos tukiväli on suurempi kuin 4,0 m, ehto $L/t_{ef} \leq 25$ (vanhassa B9:ssä $L/h \leq 25$) ei toteudu, jolloin käyttörajatilavaatimukset on tarkistettava erikseen.

TAULUKKO 8. Lepopaineella laskettu maanpaineseinä, HB-Valu 200

Raudoitus	Maksimitukiväli (mm)
2T8 k400	2016
2T8 k200	2852
2T10 k400	2501
2T10 k200	3538
2T12 k400	2979
2T12 k200	4213

TAULUKKO 9. Aktiivipaineella laskettu maanpaineseinä, HB-Valu 200

Raudoitus	Maksimitukiväli (mm)
2T8 k400	2541
2T8 k200	3594
2T10 k400	3152
2T10 k200	4458
2T12 k400	3753
2T12 k200	5308

TAULUKKO 10. Vanhan B9:n mukainen maanpaineseinä, HB-Valu 200

Raudoitus	Maksimitukiväli (mm)
2T8 k400	2268
2T8 k200	3207
2T10 k400	2835
2T10 k200	4009
2T12 k400	3402
2T12 k200	4811

5.2 Tulosten vertailu

Taulukoita 2 ja 7 vertailtaessa on otettava huomioon se, että eurokoodien ja vanhan B-sarjan mukaisissa mitoituksissa laskentakuormat lasketaan todellisuudessa eri kertoimilla. Jos tämä otettaisiin huomioon, taulukon 7 raudoituk-

set kasvaisivat hieman. Muutoin taulukot 2 ja 7 ovat varsin vertailukelpoisia. Taulukoita vertailtaessa on merkille pantavaa, että tulokset ovat huomattavan lähellä toisiaan. On kuitenkin kiinnostavaa todeta, että joissakin tapauksissa vanha normin mukainen mitoitus sallii samalla raudoituksella suurempia kuormia. Merkittäviä eroja syntyy lähinnä suurimmilla kuormilla ja jänneväleillä, joissa vanhassa B9:ssä (1993, 16) oleva ehto ($M_u \leq 0,3 b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$) estää rakenteen toteuttamisen.

Taulukoita 8–10 vertailtaessa voi havaita, että vanhan B9:n mukainen maanpaineseinän mitoitus antaa hieman pienempiä maksimitukivälejä kuin eurokoodien mukainen laskenta, jossa on käytetty aktiivipainetta. Ero on kuitenkin vain noin kymmenen prosenttia. Sen sijaan lepopaineen ja aktiivipaineen ero on merkittävä. Kun maanpaineen laskemiseen käytetään lepopainetta, tulokset ovat jopa huonompia kuin vanhojen määräysten mukaiset tulokset. Lopullisen B-sarjan valmistuttua varmistunee, kummalla menetelmällä maanpaine lasketaan.

Lisäksi kuten luvuista 3.2 ja 4.2 voidaan havaita, vanhan B9:n mukainen raudoittamattoman seinän mitoitus antaa seinän puristuskestävyydelle hieman pienempiä arvoja kuin eurokoodimitoitus. Yleensä tällä ei kuitenkaan ole merkitystä, koska muottiharkkoseinän puristuskestävyys on niin suuri, että kantava väliseinä kestänee helposti sille tulevat kuormat raudoittamattomana.

6 POHDINTA

Opinnäytetyön alkuperäisenä päämääränä oli päivittää HB-Betoniteollisuuden muottiharkkojen suunnittelu- ja työohje eurokoodien mukaiseksi. Tämä tavoite ei ole vielä toteutunut eikä olisi voinutkaan – niin suuresta projektista on kyse. Jotta uusien normien mukainen lopullinen suunnittelu- ja työohje saataisiin kehitettyä valmiiksi, on jonkun suunnittelijan tehtävä vielä todennäköisesti vähintään samanlainen työmäärä kuin tähän opinnäytetyöhön on käytetty. Tässä työssä tehdyt selvitykset ja lopputuloksena olevat mitoitusohjelmat luovat kuitenkin hyvän pohjan suunnitteluohjeen valmistukselle. Joka tapauksessa eurokoodimitoitukseen on määrä siirtyä lopullisesti vuoden 2013 heinäkuussa, johon mennessä päivityksen tulisi olla valmis.

Eurokoodien soveltamista vaikeuttaa tavattomasti se, ettei Suomen rakentamismääräyskokoelman B-sarja ole valmistunut niin hyvissä ajoin kuin olisi ollut toivottavaa. Vaikka muottiharkkorakenteita koskevasta B9:stä on käytettävissä luonnosversio, on mahdotonta tietää, missä määrin se tulee vielä muuttumaan. Esimerkiksi tällä hetkellä jotkin B9:n kohdat ovat jossakin määrin epäselviä, eivätkä kaikki ohjeet vaikuta yksiselitteisiltä. Joku voisi tosin olla sitä mieltä, että tällainen on muutoinkin ominaista eurokoodeille. Jää silti nähtäväksi, minkälaisia parannuksia B-sarjaan on luvassa. Koska tämä työ kuitenkin perustuu B9:n luonnokseen, on erittäin tärkeää, että tämän työn mitoitusohjeita ja -esimerkkejä käyttävä suunnittelija tarkistaa lopullisen B9:n valmistuttua, mitä korjauksia ja muutoksia siihen on tehty. Toisaalta myös eurokoodistandardeihin ja niiden kansallisiin liitteisiin tulee aika ajoin muutoksia, jotka on myös otettava huomioon.

Opinnäytetyöhön liittyvien mitoitusohjeiden yhteydessä on ollut kiinnostavaa verrata keskenään vanhoja normeja ja eurokoodeja. Kuten jo pelkästään silmäilemällä lukuja 3 ja 4 voi havaita, merkille pantavin muutos uusissa normeissa on mitoitusohjeiden merkittävä monimutkaistuminen. Saman rakenteen mitoitus voi eurokoodien mukaan laskettuna vaatia moninkertaisesti aikaa ja vaivaa. On selvää, että tarkempien laskelmien seurauksena myös tulokset ovat aiempaa tarkempia, mutta missä määrin tälle on todellisuudessa tarvetta?

Varsinkin muottiharkkorakenteissa tarkempien ja vaikeampien mitoitusmenetelmien edullisuutta voidaan pitää kyseenalaisena. Ensinnäkin muottiharkkoja käytetään yleisimmin pientalorakentamiseen tai muihin pienehköihin kohteisiin, joissa kuormat eivät ole suuria. Tällaisissa kohteissa voidaan tuskin säästää merkittäviä säästöjä rakenteita keventämällä.

Toinen oleellinen huomio on se, että verrattuna esimerkiksi puu-, teräs- ja betonirakentamiseen muottiharkkorakentaminen on varsin vähäistä. Herääkin kysymys: kuinka moni suunnittelija on kiinnostunut opettelemaan erikseen muottiharkkorakenteiden mitoitusta koskevat suunnittelunormit, jos ne ovat kovin vaikeita? Suunnittelua helpottamaan luonnollisesti kehitetään mitoitusohjelmia, kuten tämänkin opinnäytetyön yhteydessä on tehty, mutta suunnittelijan on silti ymmärrettävä, mitä mitoituksessa tapahtuu.

Kolmanneksi on johdonmukaista päätellä, että laskelmien monimutkaistuessa virheiden mahdollisuus ei voi olla kasvamatta. Kuten sain todeta mitoituksia tehdessäni, on usein todella vaikea varmistaa, että kaikki B9:ssä ja by 60:ssä esitetyt vaatimukset on täytetty. Myöskään normien oikeasta tulkinnasta ei aina ole helppo saada varmuutta. Opinnäytetyön tekstiosan ja mitoitusohjelmien sisältämien laskelmien oikeellisuus on kuitenkin pyritty varmistamaan mahdollisimman huolellisesti.

Neljänneksi vanhojen ja uusien määräysten mukaiset laskentatulokset näyttävät loppujen lopuksi olevan huomattavan lähellä toisiaan. Olisi kiinnostavaa nähdä kattava vertailu vanhojen määräysten ja eurokoodien välillä, mutta kuten luvussa 5 on havainnollistettu, ainakin muottiharkkorakenteissa erot ovat yleensä varsin merkityksettömiä. Vaikuttaa siltä, että pääsääntöisesti vanhojen määräysten mukaisilla epätarkemmilla menetelmillä saatavat epätarkemat lopputulokset ovat loppujen lopuksi aivan riittävän tarkkoja.

Koska eurokoodeihin siirtyminen on kuitenkin väistämätön tosiasia, on niiden arvosteleminen ja kriittinen vertaaminen vanhoihin suunnittelunormeihin viime kädessä koko lailla yhdentekevää. Rakennesuunnittelijoiden tehtävänä on yhtä kaikki mitoittaa rakenteet kulloinkin voimassa olevien määräysten mukaan.

LÄHTEET

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan: Pilarit. n.d. Viitattu 29.2.2012. [Http://eurocodes.fi](http://eurocodes.fi), Betonirakenteet, Betonirakenteisiin liittyvä sähköinen materiaali.

by 60. Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2. 2009. 4. korj. p. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys.

Eurokoodi help desk. n.d. Viitattu 12.1.2012. [Http://www.eurocodes.fi](http://www.eurocodes.fi).

Eurokoodit ja rakentamismääräysten ohjeet rinnakkaiskäytössä. n.d. Ympäristöministeriön ohjeita. Viitattu 12.1.2012. [Http://www.ymparisto.fi](http://www.ymparisto.fi), Maankäyttö ja rakentaminen, Rakenteellinen turvallisuus ja paloturvallisuus, Kantavat rakenteet, Eurokoodit.

HB-Betoniteollisuus tänään. n.d. Yritysesittely. Viitattu 13.1.2012. [Http://www.hb.fi](http://www.hb.fi), Yritysinfo.

HB-Valu 150. n.d. Tuotekortti. HB-Betoniteollisuus

HB-Valu 200. n.d. Tuotekortti. HB-Betoniteollisuus

Joutulainen, L. 2012. Laatu päällikkö. HB-Betoniteollisuus. Haastattelu 29.3.2012.

Kantavia rakenteita koskevien rakentamismääräysten uudistaminen jatkuu. 2010. Ympäristöministeriön 29.1.2010 julkaisema tiedote. Viitattu 12.1.2012. [Http://www.ymparisto.fi](http://www.ymparisto.fi), Ympäristöministeriö, Ajankohtaista, Tiedotteet, Tiedotteet 2010.

Muottiharkko, suunnittelu- ja työohje. n.d. HB-Betoniteollisuus.

Mölsä, S. 2012. Korkeakoulutiedoilla ei nyt pärjää suunnittelutoimistossa; Suomi siirtyy eurokoodeihin vasta heinäkuussa 2013, kolme vuotta myöhässä. Rakennuslehti 12.1.2012, 14–15.

RakMK B1. 1998. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B1. Ympäristöministeriö. Viitattu 25.1.2012. [Http://www.ymparisto.fi/rakentamismaaraykset](http://www.ymparisto.fi/rakentamismaaraykset), B1 (1998).

RakMK B4. 2005. Betonirakenteet. Ohjeet 2005. Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B4. Ympäristöministeriö. Viitattu 31.1.2012. [Http://www.ymparisto.fi/rakentamismaaraykset](http://www.ymparisto.fi/rakentamismaaraykset), B4 (2005).

RakMK B9. 1993. Betoniharkkorakenteet. Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B9. Ympäristöministeriö. Viitattu 13.1.2012. [Http://www.ymparisto.fi/rakentamismaaraykset](http://www.ymparisto.fi/rakentamismaaraykset), B9 (1993).

RakMK B9. 2011. Muottiharkkorakenteet. Ympäristöministeriön ehdotus 2.3.2011.

RIL 201-1-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. 2011. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.

RIL 202-2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Eurokoodi. 2011. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.

RIL 207-2009. Geotekninen suunnittelu. 2009. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.

SFS-EN 15435. 2008. Betonivalmisosat. Muottiharkot normaalipainoisesta ja kevytkiviainesbetonista. Tuoteominaisuudet. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1997-1. 2004. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

Tikanoja, T. 2011. Erityisasiantuntija, eurokoodit. Rakennusteollisuus RT ry. Haastattelu 16.12.2011.

Tikanoja, T. 2012. Erityisasiantuntija, eurokoodit. Rakennusteollisuus RT ry. Sähköpostiviesti 13.3.2012.

Toimintajärjestelmä. n.d. HB-Betoniteollisuuden tiedote. Viitattu 13.1.2012. [Http://www.hb.fi](http://www.hb.fi), Yritysinfo, Toimintajärjestelmä.

LIITTEET

Liite 1. Harkkojen HB-Valu 150 ja 200 tuotekortit



TUOTEKORTTI

HB-Valu 150

Valmistus: Jyväskylä

Varastointi: Jyväskylä ja Somero

Ominaisuudet

Mitat (pituus* leveys* korkeus): 600*150*200mm

Paino: 16,0 kg/kpl

Mittatoleranssit (pituus, leveys ja korkeus): ±2.

Mittatoleranssit (valuontelot ja kannakset): +10 -4

Pinta: Harmaa muottipinta.

Standardi: SFS-EN 15435

Puristuslujuus: 3 MPa

Nettokuivatiheys [kg/m³]: ~2300

Paloluokka: A1

Palonkestoluokka: REI 90

Kannasten vetolujuus: 100 kN/m²

Ulkosyrjien tasaisuus: poikkeama ≤ 2 mm

Bruttokuivatiheys [kg/m³]: ~750

Ilmaääneneristävyytluku: 48 dB valettuna

Kapilaarinen vedenimukyky [g/m²s]: 6

Kuoren taivutuslujuus: 4000 kN/m²

Lapepintojen tasaisuus: poikkeama ≤ 3 mm



Suorakulmaisuus: yhden harkon kuoren mitattu poikkeama saa olla ≤ 3mm

Vesihöyryn läpäisevyys (diffuusiokerroin): harkon 50/150. Seinärakenteen diffuusiokerroin riippuu käytettävän valumassan tiheydestä.

Lämmöneristävyyden harkon lambda-arvo 1,45 W/mK. Seinärakenteen lämmöneristävyys riippuu käytettävän valumassan tiheydestä.

Säänkestävyys: Säänkestävyys todennetaan vuositestillä 50 kierroksen jäädytys-sulatuskokeella.

Yleisimmät käyttökohteet

Rakennusten kantavat seinät ja sokkelit, aidat ja muurit sekä väliseinät.

Lavan tiedot

Kpl/lava: 56

m²/lava: 6,7

Kulmaharkkoja lavalla: ~9 kpl

Lavan paino: 955 kg

Lavan koko: 1200*1100

Muuraus/ladonta

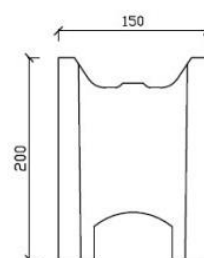
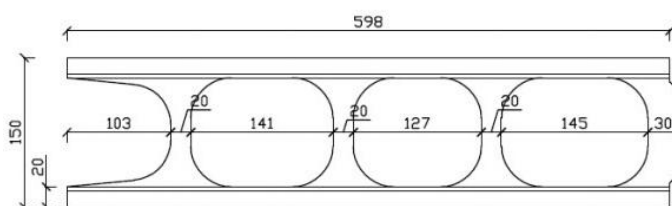
Kpl/m²: 8,33

Valumassan menekki: ~90 l/m²

Harkot on suunniteltu ladottaviksi ¼ osa harkon limityksin. Nurkissa käytetään lavalla olevia kulmaharkkoja.

Kulmaharkkoja voidaan myös käyttää normaaleina suorina harkkoina.

Suunnittelu- ja työohjeet: www.hb-betoni.fi



HB-Valu 200

Valmistus: Jyväskylä

Varastointi: Jyväskylä ja Somero

Ominaisuudet

Mitat (pituus* leveys* korkeus): 600*200*200mm

Paino: 18,0 kg/kpl

Mittatoleranssit (pituus, leveys ja korkeus): ± 2 .

Mittatoleranssit (valuontelot ja kannakset): +10 -4

Pinta: Harmaa muottipinta.

Standardi: SFS-EN 15435

Puristuslujuus: 3 MPa

Nettokuivatiheys [kg/m^3]: ~ 2300

Paloluokka: A1

Palonkestoluokka: EI 240/REI 180

Kannasten vetolujuus: 100 kN/m^2 Ulkosyriiden tasaisuus: poikkeama $\leq 2 \text{ mm}$ Bruttokuivatiheys [kg/m^3]: ~ 730

Ilmaääneneristävyytluku: 55 dB valettuna

Kapilaarinen vedenimukyky [$\text{g/m}^2\text{s}$]: 6Kuoren taivutuslujuus: 4000 kN/m^2 Lapepintojen tasaisuus: poikkeama $\leq 3 \text{ mm}$ Suorakulmaisuus: yhden harkon kuoren mitattu poikkeama saa olla $\leq 3 \text{ mm}$

Vesihöyryn läpäisevyys (diffuusiokerroin): harkon 50/150. Seinärakenteen diffuusiokerroin riippuu käytettävän valumassan tiheydestä.

Lämmöneristävyys: harkon lambda-arvo 1,45 W/mK. Seinärakenteen lämmöneristävyys riippuu käytettävän valumassan tiheydestä.

Säänkestävyys: Säänkestävyys todennetaan vuositestillä 50 kierroksen jäädytys-sulatuskokeella.

Yleisimmät käyttökohteet

Rakennusten kantavat seinät ja sokkelit, aidat ja muurit sekä väliseinät.

Lavan tiedot

Kpl/lava: 48

 m^2 /lava: 5,7Kulmaharkkoja lavalla: ~ 9 kpl

Lavan paino: 855 kg

Lavan koko: 1200×1200 **Muuraus/ladonta** Kpl/m^2 : 8,33Valumassan menekki: $\sim 140 \text{ l/m}^2$

Harkot on suunniteltu ladottaviksi 1/3 osa harkon limityksin. Nurkissa käytetään lavalla olevia kulmaharkkoja. Kulmaharkkoja voidaan myös käyttää normaaleina suorina harkkoina.

Suunnittelu- ja työohjeet: www.hb-betoni.fi